



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

EVALUASI SISTEM DRAINASE SALURAN SEKUNDER GAYUNG KEBONSARI KOTA SURABAYA

Muhammad Aria Sadhu

NRP 3114 030 074

Lazuardi Bani Muslim

NRP 3114 030 085

Dosen Pembimbing

S. Kamilia Aziz, ST.,MT

NIP. 19771231 200604 2 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Fakultas Vokasi

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2017



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

EVALUASI SISTEM DRAINASE SALURAN SEKUNDER GAYUNG KEBONSARI KOTA SURABAYA

Muhammad Aria Sadhu
NRP 3114 030 074
Lazuardi Bani Muslim
NRP 3114 030 085

Dosen Pembimbing
S. Kamilia Aziz, ST.,MT
NIP. 19771231 200604 2 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

EVALUASI SISTEM DRAINASE SALURAN SEKUNDER GAYUNG KEBONSARI KOTA SURABAYA

Muhammad Aria Sadhu
NRP 3114 030 074

Lazuardi Bani Muslim
NRP 3114 030 085

Dosen Pembimbing
S. Kamilia Aziz, ST.,MT
NIP. 19771231 200604 2 001

Program Studi Diploma III Teknik Sipil
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



FINAL PROJECT - RC145501

EVALUATION OF DRAINAGE SYSTEM OF SECONDARY TUNNELS GAYUNG KEBONSARI CITY OF SURABAYA

Muhammad Aria Sadhu
NRP 3114 030 074

Lazuardi Bani Muslim
NRP 3114 030 085

Supervisor
S. Kamilia Aziz, ST.,MT

Diploma III Civil Engineering Department
CIVIL INFRASTRUCTURE DEPARTMENT
Vocation Faculty
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LEMBAR PENGESAHAN

**EVALUASI SISTEM DRAINASE SALURAN SEKUNDER
GAYUNG KEBONSARI KOTA SURABAYA**

TUGAS AKHIR TERAPAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Ahli Madya
Pada Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Oleh:

Mahasiswa I

Mahasiswa II



Muhammad Aria Sadhu
3114030074



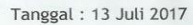
Lazuardi Bani Muslim
3114030085


Disetujui Oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir Terapan Terapan



S. KAMILIA AZIZ, ST.,MT.
19771231 200604 2 001

28 JUL 2017



Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
		
	S. Kamilia Aziz, ST. MT	-
	NIP 19771231 200604 2 001	NIP -



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 M. Ario Sadhu 2 Lazwardi B.M
NRP : 1 3114030012 2 3114030085
Judul Tugas Akhir : Evaluasi sistem

Dosen Pembimbing : Siti Kamilia Aziz, ST., MT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	29 Mei 2017	- Penulisan				
		- Untuk mencari data curah hujan				
		max digunakan data curah hujan		B	C	K
		10 tahunan dari stasiun Kebon Agung		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Rata-rata hujan, keragaman tulisan				
		ditambahi sumber, memasukkan				
		tulisan tabel, tidak menggunakan		B	C	K
		kata laporan tabulasi		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Isian kurva				
	22 Juni 2017	- Tabel dihilangi garis zyg		B	C	K
		- huruf tabel		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- mamudah pembacaan full book				
		- memotivasi akan per-tanah 2				
		ukuran sekunder		B	C	K
		- masukkan tabel		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- survey lokasi untuk				
		menemukan solusi				
	7 Juli 2017	cek Daftar pustaka, Pembahasan mata		B	C	K
		ologi, direncanakan ulang yang		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		belum di bot culven				

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 M. Aria Sadhu 2 Lazuardi Bani Muslim
NRP : 1 3114030074 2 3114030085
Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : Siti Kamilia A212, ST, MT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	28-02-2017	Perbaikan BAB I (Latar belakang, rumusan masalah, tujuan)	<i>[Signature]</i>			
2	23-03-2017	Survey lokasi, Perbaikan latar belakang, Perhitungan Bab 4	<i>[Signature]</i>	B	C	K
3	21 April 2017	- mengganti curah hujan 2013 karena kosong, dengan cara menambah tahun 2006	<i>[Signature]</i>			
4	27-April 2017	- mengalirkan ke Saluran Primer kebon agung	<i>[Signature]</i>			
		- Peminjaman alat untuk Survey				
		- Peta di perbesar tulisannya		B	C	K
		- Foto gambar 1.3 terdapat 3 saluran Sekunder dan 26 tersier				
		- dijadikan Satu (tuak ruas kiri, kanan)		B	C	K
		- tulisan kutipan				
		- Paragraf 2 bagian akhir				
12-05-2017		Panjang box culvert	<i>[Signature]</i>			
		tulisan dipertbaiki pada catchment area, ditambah jalan ahmed Yani, ditambah		B	C	K
		Pompa dan alasan mengapa memilih pompa				

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

EVALUASI SISTEM DRAINASE SALURAN SEKUNDER GAYUNG KEBONSARI KOTA SURABAYA

Mahasiswa 1	: Muhammad Aria Sadhu
NRP	: 3114 030 074
Mahasiswa 2	: Lazuardi Bani Muslim
NRP	: 3114 030 085
Dosen Pembimbing	: S. Kamilia Aziz, ST.,MT
NIP	: 19771231 200604 2 001

ABSTRAK

Saluran Gayung Kebonsari merupakan saluran sekunder yang terletak dibagian kanan dan kiri dari jalan Gayung Kebonsari (Injoko). Saluran Gayung Kebonsari tersebut memiliki panjang ± 5 km dan mengalir ke Saluran primer Kebon Agung. Pada saat hujan di kawasan Gayung Kebonsari tepatnya di Jalan Gayung Kebonsari. Terjadi genangan setinggi 30 s/d 50 cm selama kurang lebih 2 jam. Hal tersebut disebabkan oleh kapasitas saluran yang sudah tidak dapat menampung debit hujan yang masuk. Pada Saluran Sekunder Gayung Kebonsari 1 debit kapasitas saluran adalah $5.03 \text{ m}^3/\text{detik}$ sedangkan untuk debit fullbank nya adalah $3.86 \text{ m}^3/\text{detik}$ oleh karena itu saluran tersebut meluber.

Alternatif pemecahan masalah untuk menanggulangi banjir dengan melakukan normalisasi redesign box culvert pada saluran Sekunder Gayung Kebonsari, Gayungsari, Gayungsari Perternakan, Gayungan

Kata Kunci: Banjir, Gayung Kebosari, Box Culvert

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

***EVALUATION OF DRAINAGE SYSTEM OF SECONDARY
TUNNELS GAYUNG KEBONSARI CITY OF SURABAYA***

<i>Student 1</i>	: Muhammad Aria Sadhu
<i>NRP</i>	: 3114 030 074
<i>Student 2</i>	: Lazuardi Bani Muslim
<i>NRP</i>	: 3114 030 085
<i>Supervisor</i>	: S. Kamilia Aziz, ST.,MT
<i>NIP</i>	: 19771231 200604 2 001

ABSTRACT

Gayung Kebonsari channel is a secondary channel located on the right and left side of Jalan Gayung Kebonsari (Injoko). Kebonsari Gayung channel has a length of ± 5 km and flows into the Kebon Agung primary channel. In the rain in Gayung Kebonsari precisely on Jalan Gayung Kebonsari. There was a puddle as high as 30 s / d 50 cm for approximately 2 hours. This is due to channel capacity that can not accommodate incoming rain discharge. On the Secondary Channel Gayung Kebonsari 1 channel capacity discharge is 5.03 m³ / sec whereas for fullbank discharge it is 3.86 m³ / second therefore the channel is spilled.

Alternative problem solving for flood prevention by normalizing culvert box redesign on Secondary channel Gayung Kebonsari, Gayungsari, Gayungsari Animal Husbandry, Gayungan

Keywords: Flood, Gayung Kebonsari, Box Culvert

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa, karena berkat kasih dan anugerah-Nya Laporan Tugas Akhir Terapan Terapan ini dapat terselesaikan tanpa ada halangan suatu apapun.

Laporan Tugas Akhir Terapan Terapan ini disusun untuk memenuhi persyaratan dalam mengikuti Pendidikan pada Program Diploma III Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya untuk mendapat gelar Ahlimadya.

Pokok pembahasan pada proposal Tugas Akhir Terapan ini adalah kajian tentang “Evaluasi Sistem Drainase Di Saluran Sekunder Gayung Kebonsari Kota Surabaya” Tujuan pembahasan ini adalah sebagai salah satu upaya untuk meningkatkan pengetahuan dan kemampuan dalam menganalisa suatu masalah dengan harapan hasil studi tersebut nantinya dapat menjadi pertimbangan untuk perencanaan sistem draianase serupa.

Tersusunnya Laporan Tugas Akhir Terapan Terapan ini juga tidak lepas dari dukungan dan motivasi berbagai pihak yang banyak membantu dan memberi masukan serta arahan kepada kami. Untuk itu kami sampaikan terima kasih terutama kepada :

1. Kedua orang tua, semua keluarga kami tercinta, sebagai penyemangat terbear dari kami, yang telah banyak memberi dukungan materil dan moril berupa doa.
2. Ibu Siti Kamilia Aziz ,ST.,MT. selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan, arahan, petunjuk, dan motivasi dalam penyusunan Proposal Tugas Akhir Terapan Terapan,
3. Bapak Widjonarko, Ir.,MSc (CS) selaku dosen wali kami yang telah mendidik dan memberi motivasi kepada kami.
4. Bapak Dr. Machsus, ST., MT. selaku Kepala Program Studi Diploma Teknik Sipil
5. Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan, Surabaya

6. Teman-teman mahasiswa Diploma Teknik Sipil Angkatan 2014 atau DS 35 dan semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu yang telah membantu kami dalam penyelesaian Tugas Akhir Terapan Terapan ini.

Kami menyadari akan ada kekurangan dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir Terapan ini. Oleh karena itu, bimbingan dan arahan dari berbagai pihak sangat kami harapkan demi hasil yang lebih baik.

Semoga apa yang kami sajikan dapat memberi manfaat bagi pembaca dan semua pihak, Amin.

Surabaya, 27 Juli 2017

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	vii
ABSTRAK	ix
ABSTRACT	xi
KATA PENGANTAR	xiii
DAFTAR ISI	xv
DAFTAR TABEL	xviii
DAFTAR GAMBAR	xxx
BAB II PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah.....	2
1.4 Tujuan... ..	3
1.5 Manfaat	3
1.6 Lokasi	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Penelitian Terdahului	7
2.2 Drainase.....	7
2.3 Analisa Hidrologi	7
2.3.1 Mencari Data Hujan yang Kosong	8
2.3.2 Menghitung tinggi Hujan Rata-rata.....	9
2.3.3 Parameter Statistika	11
2.3.4 Menghitung Tinggi Hujan Rencana	13
2.3.5 Uji Kecocokan Distribusi	18
2.3.6 Koefisien Pengaliran	22
2.3.7 Intensitas Hujan	24
2.3.8 Debit Rencana	26

2.3.9 Hidrograf satuan Sintetis	27
2.4. Hidrolika.....	29
2.4.1 Sifat Aliran	30
2.4.2 Kondisi Aliran	31
2.4.3 Perhitungan Debit dan Dimensi Saluran	31
2.4.4 Unsur Geometris Penampang Saluran.....	33
BAB III METODOLOGI	37
3.1 Persiapan	37
3.2 Pengumpulan Data	37
3.2.1 Pengumpulan Data Secara Primer	37
3.2.2. Pengumpulan Data Secara Sekunder.....	38
3.3 Survei Lapangan.....	38
3.4 Studi Literatur	38
3.5 Pengolahan Data.....	38
3.5.1. Analisis Hidrologi	39
3.5.2. Analisis Hidraulika.....	39
3.6 Bagan Alur Metodologi.....	40
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN.....	43
4.1 Analisis Hidrologi	43
4.1.1 Curah Hujan Harian Maksimum	43
4.1.2 Curah Hujan Rencana.....	44
4.1.3 Parameter Dasar Statistika.....	44
4.1.4 Distribusi Probabilitas	46
4.1.5 Uji Kecocokan.....	50
4.1.6 Analisa Waktu Konsentrasi.....	57
4.1.7 Perhitungan Intensitas Curah Hujan (I).....	68
4.1.8 Perhitungan Debit Banjir Rencana	72
4.2 Analisis Kapasitas Tampung Saluran (<i>Full Bank Capacity</i> ..	75
4.2.1 Perhitungan Full Bank Capacity di Saluran Tersier....	76
4.2.2 Perhitungan Full Bank Capacity di Saluran Sekunder ..	77
4.2.3 Perbandingan Kapasitas Saluran Eksisting Dengan Debit Rencana	81

4.3. Penanggulangan Banjir.....	81
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	85
5.1 Kesimpulan	85
5.2 Saran.....	86
DAFTAR PUSTAKA	87
LAMPIRAN.....	89

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Parameter yang digunakan untuk menentukan cara tepat untuk mencari tinggi hujan rata-rata.....	9
Tabel 2.2 Parameter Statistik yang menentukan distribusi	13
Tabel 2.3 <i>Reduced Mean</i> (Y_n)	15
Tabel 2.4 <i>Reduced standart deviation</i> (S_n)	15
Tabel 2.5 Nilai K distribusi Log Paerson	17
Tabel 2.6 <i>Variable Reduced Gauss</i>	19
Tabel 2.7 Nilai Chi - Kuadrat.....	20
Tabel 2.8 Nilai D_0 untuk kecocokan Smirnov-Kolmogorov	22
Tabel 2.9 Koefisien aliran C.....	23
Tabel 2.10 Kecepatan aliran rata-rata untuk saluran alam	25
Tabel 2.11 Koefisien Penyebaran Hujan (β)	26
Tabel 4.1 Data Hujan Stasiun Kebon Agung	43
Tabel 4.2 Analisis frekuensi STA. Kebon Agung	45
Tabel 4.3 Rekapitulasi Perhitungan Nilai C_s & C_k pada STA. Kebon Agung	46
Tabel 4.4 Perhitungan <i>Log Pearson Type III</i>	47
Tabel 4.5 Nilai K Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	48
Tabel 4.6 Nilai K untuk Metode Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	49
Tabel 4.7 Perhitungan Distribusi Hujan <i>Log Pearson Type III</i>	49
Tabel 4.8 Perhitungan Peluang.....	51
Tabel 4.9 Perhitungan Peluang dan Nilai K	52
Tabel 4.10 Batas Data	52
Tabel 4.11 Perhitungan Chi Kuadrat STA. Kebon Agung	53
Tabel 4.12 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	55
Tabel 4.13 Perhitungan D_0 Kritis STA. Kebon Agung	56
Tabel 4.14 Perhitungan T_f Sekunder	59
Tabel 4.15 Perhitungan T_c pada Lahan Q	61
Tabel 4.16 Perhitungan T_c pada Lahan W	61
Tabel 4.17 Perhitungan T_c pada Lahan R	62
Tabel 4.18 Perhitungan T_c pada Lahan X	62

Tabel 4.19 Perhitungan T_c pada Lahan Y	62
Tabel 4.20 Perhitungan T_c pada Lahan S.....	62
Tabel 4.21 Perhitungan T_c pada Lahan Z	62
Tabel 4.22 Perhitungan T_c pada Lahan V	63
Tabel 4.23 Perhitungan T_c pada Lahan T	63
Tabel 4.24 Perhitungan T_c pada Lahan U	63
Tabel 4.25 Perhitungan T_c pada Lahan P.....	63
Tabel 4.26 Perhitungan T_c pada Lahan N	63
Tabel 4.27 Perhitungan T_c pada Lahan A	64
Tabel 4.28 Perhitungan T_c pada Lahan B	64
Tabel 4.29 Perhitungan T_c pada Lahan E	64
Tabel 4.30 Perhitungan T_c pada Lahan C	64
Tabel 4.31 Perhitungan T_c pada Lahan G	64
Tabel 4.32 Perhitungan T_c pada Lahan H.....	65
Tabel 4.33 Perhitungan T_c pada Lahan B	65
Tabel 4.34 Perhitungan T_c pada Lahan I.....	65
Tabel 4.35 Perhitungan T_c pada Lahan J	65
Tabel 4.36 Perhitungan T_c pada Lahan K	65
Tabel 4.37 Perhitungan T_c pada Lahan L	66
Tabel 4.38 Perhitungan T_c pada Lahan O	66
Tabel 4.39 Perhitungan T_c Maksimum	66
Tabel 4.40 Perhitungan Intensitas Curah Hujan.....	70
Tabel 4.41 Perhitungan Debit Rencana Saluran Sekunder.....	73
Tabel 4.42 Perhitungan Debit Rencana Saluran Sekunder (Lanjutan)	74
Tabel 4.43 Perhitungan Q Kapasitas <i>Full Bank Capacity</i>	79
Tabel 4.44 Perbandingan Debit Rencana Periode Ulang 5 Tahun Saluran Sekunder	81
Tabel 4.45 Perhitungan Re-Desain Saluran Gayung Kebonsari..	83

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi Studi	4
Gambar 1.1 Genangan.....	4
Gambar 1.1 Catchment Area	5
Gambar 2.1 Poligon Thiessen	10
Gambar 2.2 Isohyet	11
Gambar 2.3 Penampang Trapesium	33
Gambar 2.4 Penampang Segi Empat.....	34
Gambar 2.5 Penampang Bulat (Lingkaran).....	35
Gambar 3.1 Bagan Alur Metodologi.....	40
Gambar 4.1 Skema jaringan Pengaliran.....	57
Gambar 4.2 Penampang Segi Empat <i>Full Bank Capacity</i>	75

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Saluran Gayung Kebonsari merupakan saluran sekunder yang terletak dibagian kanan dan kiri dari jalan Gayung Kebonsari (Injoko). Saluran Gayung Kebonsari tersebut memiliki panjang ± 5 km. Saluran sekunder Gayung Kebonsari mengalir ke Saluran primer Kebon Agung. Sedangkan saluran tersier dan saluran sekunder yang mengalir ke saluran Gayung Kebonsari terdapat 31 saluran tersier, dan 4 saluran sekunder. Untuk saluran tersiernya meliputi saluran Elveka Kebonsari 1-2, Saluran TMN Gayung Kebonsari, Saluran Kebonsari Timur, Saluran dolog, Saluran Gayung Kebonsari Barat, Saluran Gayung Kebonsari Dalam, Saluran Gayungsari 7, Saluran Gayungsari 13, Saluran Gayungsari 14, Saluran Gayungsari 1, Saluran Gayungsari 4, Saluran Gayungan 6, Saluran Gayungsari Ahmad Yani 1-2, Saluran Menanggal 4, Saluran Gayungan, Saluran Gayungan 1, Saluran Gayungan 2, Saluran YKP, Saluran Gayungsari Barat 6, Saluran Gayungsari Barat 8. Sedangkan untuk saluran sekundernya meliputi Saluran Gayungan dan tiga Saluran Gayungan Perternakan. Pada bagian hilir Saluran Gayung Kebonsari telah dilakukan normalisasi saluran dengan dibangunnya *Box Culvert*. Bangunan tersebut berfungsi untuk menanggulangi genangan banjir dan memperbesar ruas jalan. Akan tetapi setelah di bangunnya Box Culvert di bagian hilir Saluran Gayung Kebonsari, kenyataannya masih belum mampu menyelesaikan permasalahan banjir di daerah Gayung Kebonsari. (beritajatim.com, 2017)”

Pada saat hujan di kawasan Gayung Kebonsari tepatnya di Jalan Gayung Kebonsari. Terjadi genangan setinggi 30 s/d 50 cm selama kurang lebih 2 jam. Tidak hanya di Jalan Gayung Kebonsari saja yang terdapat genangan tetapi ada banyak titik genangan, seperti di Jalan Gayungsari 1 dan Gayungsari 4, tinggi genangan mencapai 20 s/d 40cm, ditambah lagi dengan pemeliharaan saluran yang kurang baik menyebabkan daerah Gayung Kebonsari rentan

terkena banjir hal ini juga membuat aktivitas warga daerah kebonsari terganggu.

Oleh karena itu, perlu dilakukan evaluasi dan penataan kembali pada sistem drainase di kawasan Gayung Kebonsari agar mendapatkan solusi untuk penanganan Banjir

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian dari latar belakang di atas, maka kami mencoba untuk merumuskan beberapa permasalahan yang terjadi antara lain.

1. Seberapa besar pengaruh pembangunan Box Culvert untuk penanganan banjir pada saluran Gayung Kebonsari?
2. Apa penyebab banjir pada saluran Gayung Kebonsari?
3. Bagaimana solusi untuk penanganan masalah banjir di daerah Gayung Kebonsari?

1.3 Batasan Masalah

Mengingat luasnya bidang kajian dalam penyusunan laporan tugas akhir terapan ini, serta keterbatasan waktu, dan ilmu yang penulis kuasai, maka pembahasan diberikan batasan masalah sebagai berikut:

1. Perhitungan analisis hidrologi untuk mencari besar debit rencana yang terjadi.
2. Evaluasi saluran drainase setelah di bangun *Box Culvert*
3. Perhitungan debit banjir pada setiap saluran dan mencari saluran yang tidak mampu menampung debit banjir.
4. Mengevaluasi dan melakukan langkah-langkah untuk mengatasi banjir.

1.4 Tujuan

Berdasarkan uraian dari rumusan masalah diatas, maka tujuan dari penulisan laporan tugas akhir terapan ini adalah:

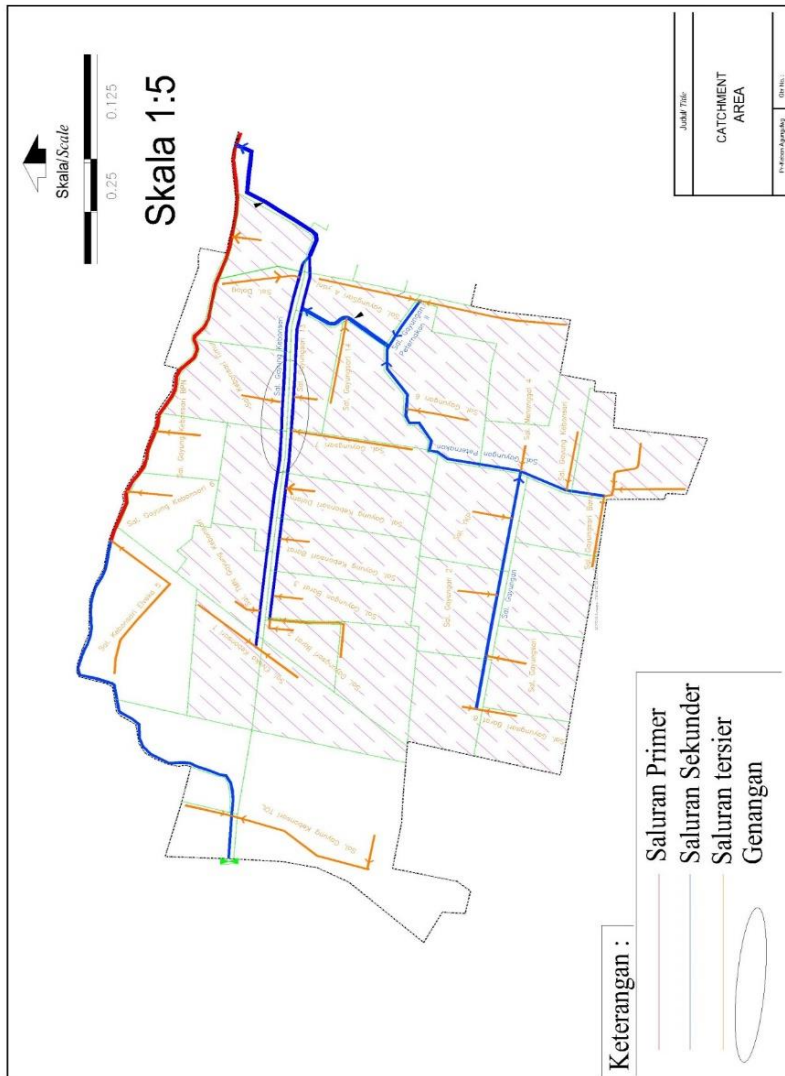
1. Mengevaluasi kondisi saluran Gayung Kebonsari setelah pembangunan *Box Culvert*
2. Menganalisis penyebab banjir pada saluran Gayung Kebonsari
3. Merumuskan alternatif solusi yang paling efisien untuk penanganan masalah banjir pada daerah Gayung Kebonsari

1.5 Manfaat

Manfaat dari penulisan laporan tugas akhir yang berjudul “Evaluasi Sistem Drainase Saluran Sekunder Gayung Kebonsari Kota Surabaya” ini adalah:

1. Dapat mengetahui penyebab banjir di kawasan Gayung Kebonsari.
2. Dapat mengetahui debit banjir rencana di kawasan Gayung Kebonsari.
3. Dapat mencari solusi dalam menanggulangi genangan banjir di kawasan Gayung Kebonsari.

Gambar 1.2 Genangan di Jl. Gayung Kebonsari Injoko



Gambar 1.3 Catchment Area

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu

Dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan ini penulis juga mengambil referensi dari penelitian sebelumnya yang masih berkaitan dengan permasalahan yang akan diteliti yaitu Tugas Akhir Terapan Anita Ratna dan Freedy Kristiawan mahasiswa D3 Teknik Sipil ITS yang berjudul “EVALUASI SISTEM DRAINASE SALURAN GAYUNGSARI KOTA SURABAYA”. Dalam penelitiannya direncanakan normalisasi pada saluran Geyungsari dengan cara memperbesar kapasitas saluran

2.2 Drainase

Menurut Suripin drainase mempunyai arti mengalirkan, menguras, membuang, atau mengalihkan air. Secara umum, drainase didefinisikan sebagai serangkaian bangunan air yang berfungsi untuk mengurangi dan/atau membuang kelebihan air dari suatu kawasan atau lahan, sehingga lahan dapat difungsikan secara optimal. Drainase juga diartikan sebagai usaha untuk mengontrol kualitas air tanah dalam kaitannya dengan salinitas.

Drainase yaitu suatu cara pembuangan kelebihan air yang tidak diinginkan pada suatu daerah, serta cara-cara penanggulangan akibat yang ditimbulkan oleh kelebihan air tersebut.

2.3 Analisis Hidrologi

Dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan ini, hasil data yang telah diperoleh kemudian diolah dengan menggunakan metode-metode yang telah diajarkan atau metode lain yang mungkin diperlukan.

2.3.1 Mencari Data Hujan yang Kosong

Sebelum mengolah data hujan lebih lanjut, terlebih dahulu data hujan yang kurang harus dilengkapi. Ada 2 metode untuk melengkapi data hujan yang kurang yaitu:

a. Metode Aritmatika

Metode Aritmatika dapat digunakan apabila persentase perbandingan data hujan rata-rata tahunan stasiun yang datanya tidak lengkap <10% perbedaannya dengan stasiun indeks (stasiun hujan yang datanya lengkap). Rumus untuk mencari data hujan yang hilang metode aritmatika adalah

$$R_{\bar{x}} = \frac{1}{n} \left[\left(\frac{N_x}{N_a} \cdot R_a \right) + \left(\frac{N_x}{N_b} \cdot R_b \right) + \left(\frac{N_x}{N_c} \cdot R_c \right) \right]$$

Dimana:

$R_{\bar{x}}$ = Data hujan yang kosong

n = Jumlah data

N_x = Jumlah data yang ada pada daerah yang kosong

R_a, R_b, R_c = Data hujan pembanding

N_a, N_b, N_c = Jumlah data sebagai pembanding

(Sumber: Triatmodjo, 2008:40)

b. Metode Rasio Normal

Metode Rasio Normal dapat digunakan apabila persentase perbandingan hujan rata-rata tahunan stasiun yang datanya tidak lengkap 10% perbedaannya dengan stasiun indeks (stasiun hujan yang datanya lengkap). Rumus untuk mencari data hujan yang hilang metode rasio normal adalah

$$RD = \frac{1}{n} \left(\frac{N_D}{N_A} \times R_A + \frac{N_D}{N_B} \times R_B + \frac{N_D}{N_C} \times R_C + \frac{N_D}{N_D} \times R_D \right)$$

Dimana:

R = Data hujan

N = Hujan rata-rata tahunan

n = Jumlah stasiun hujan disekitar

(Sumber: Triatmodjo, 2008:40)

2.3.2 Menghitung Tinggi Hujan Rata-rata

Untuk menentukan tinggi hujan rata-rata suatu daerah dimana daerah tersebut terdapat beberapa stasiun penakar hujan, masing-masing stasiun penakar hujan tersebut memiliki karakteristik daerah yang berbeda. Untuk itu perlu diadakannya pembaruan sifat karakteristik dari beberapa stasiun yang diperhitungkan, sehingga memiliki sifat karakteristik yang sama atau hampir sama. Untuk perhitungan curah hujan rata-rata digunakan beberapa metode sesuai dengan ketentuan dan kondisi pada daerah tersebut. Parameter untuk menentukan cara mencari tinggi hujan rata-rata dapat dilihat pada tabel 2.1.

Tabel 2.1 Parameter yang digunakan untuk menentukan cara yang tepat untuk mencari tinggi hujan rata-rata

Parameter	Kondisi	Cara yang dapat digunakan
Jumlah Stasiun Hujan	Cukup	Aljabar, Poligon Thiessen, Isohyet
	Terbatas	Rata-rata Aljabar, Poligon Thiessen
Luas DAS	>5000 km ² (Besar)	Isohyet
	501-5000 km ² (Sedang)	Poligon Thiessen
	<500 km ² (Kecil)	Rata-rata Aljabar
Kondisi Topografi	Pegunungan	Poligon Thiessen
	Dataran	Aljabar
	Berbukit dan tidak beraturan	Isohyet dan Poligon Thiessen

(Sumber: Suripin, 2003:31-32)

Beberapa metode pengolahan data hujan:

a. Cara rata-rata aljabar

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_A + R_B + R_C + \dots + R_n)$$

Dimana:

\bar{R} = Hujan rata-rata (mm)

n = Jumlah data

R_A, R_B = Tinggi hujan masing-masing stasiun (mm)

b. Cara Poligon Thiessen

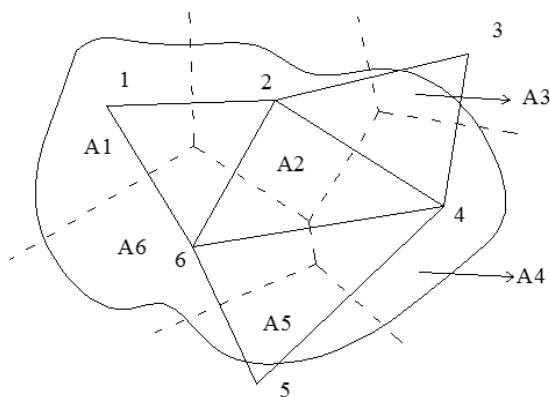
$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_{\text{total}}}$$

Dimana:

A_1, A_2, A = Bagian daerah yang mewakili titik pengamatan

1,2,3,... = Stasiun penakar hujan

A_{total} = $A_1 + A_2 + \dots + A_n$



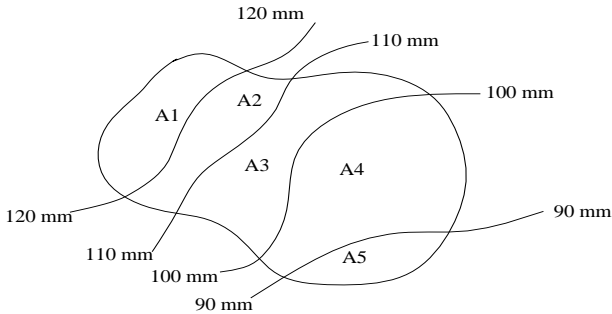
Gambar 2.1 Poligon Thiessen

c. Cara Isohyet

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_{\text{total}}}$$

Dimana:

A_1, A_2, A_n = Luas daerah antara garis-garis isohyet.



Gambar 2.2 Isohyet

2.3.3 Parameter Statistika

Dalam statistika dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisa data yang meliputi:

a. Nilai Rata-rata Tinggi Hujan

Tinggi rata-rata hujan diperoleh dengan mengambil harga rata-rata yang dihitung dari penakaran hujan pada area tersebut. Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

Dimana:

\bar{R} = Tinggi rata-rata hujan (mm)

R_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Suripin, 2003:34)

b. Standart Deviasi

Pada umumnya ukuran disperse yang paling banyak digunakan adalah Standart Deviasi (Sd). Apabila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rata-rata, maka nilai Standart Deviasi dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (R_i - \bar{R})^2}{n-1}}$$

Dimana:

Sd = Standart Deviasi

\bar{R} = Tinggi rata-rata hujan (mm)

R_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Suripin, 2003:34)

c. Koefisien Kemencengan

Koefisien kemencengan adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi. Koefisien kemencengan dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)Sd^3} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3$$

Dimana:

Cs = Koefisien Skewness

Sd = Standart Deviasi

\bar{X} = Tinggi rata-rata hujan (mm)

X_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Soewarno, 1995:81)

d. Koefisien Keruncingan

Koefisien keruncingan digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi yang pada umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien keruncingan dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)Sd^4}$$

Dimana:

Ck = Koefisien Kurtosis

Sd = Standart Deviasi

\bar{X} = Tinggi rata-rata hujan (mm)

X_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Triatmodjo, 2008:243)

2.3.4 Menghitung Tinggi Hujan Rencana

Tinggi hujan rencana adalah besarnya curah hujan yang dipakai sebagai dasar perhitungan debit rencana. Sifat khas parameter dari masing-masing distribusi dapat dilihat pada tabel 2.2.

Tabel 2.2 Parameter statistik yang menentukan distribusi

Distribusi	Persyaratan
Normal	$C_s = 0$ $C_k = 3$
Log Normal	$C_s \approx C_v^3 + 3C_v$ $C_k \approx C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$
Log Pearson III	Selain Nilai Di atas

(Sumber: Triatmodjo, 2008:250)

Untuk menghitung tinggi hujan rencana digunakan beberapa metode yaitu:

a. Metode Distribusi Normal

Data variabel hidrologi yang telah dihitung besarnya peluang atau periode ulangnya, selanjutnya apabila digambar pada kertas grafik peluang akan membentuk garis lurus sebagai berikut

$$X_T = \bar{X} + K_T \cdot S_d$$

Dimana:

X_T = Perkiraan tinggi hujan rencana dengan periode ulang T tahun

\bar{X} = Tinggi hujan rata-rata

K_T = Faktor frekuensi probabilitas

S_d = Standart deviasi

b. Metode Distribusi Gumbel Tipe 1

Persamaan garis lurus untuk distribusi frekuensi tipe 1 Gumbel adalah sebagai berikut:

$$X = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y - Y_n)$$

Persamaan garis lurus Distribusi Gumbel dengan menggunakan metode momen adalah:

$$Y = a(X - X_0)$$

$$a = \frac{1,283}{\sigma}$$

$$X_0 = \mu - \frac{0,577}{a} \text{ atau } X_0 = \mu - 0,455 \sigma$$

Keterangan:

σ = Standard deviasi

μ = Nilai rata-rata

Dengan:

Y_n = *Reduce mean* tergantung jumlah sampel (harga Y_n terdapat pada tabel 2.3)

S_n = *Reduce standard deviation* (harga S_n dapat dilihat pada tabel 2.4)

Y_t = *Reduce variate*, mempunyai nilai yang berbeda pada setiap periode ulang

X_T = Nilai *variant* yang diharapkan terjadi

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung *variant*

K = Konstanta yang dapat dibaca pada tabel 2.5 atau dapat dihitung dengan persamaan $K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$

S_d = *Standar Deviasi* (simpangan baku)

(Sumber: Soewarno, 1995)

Tabel 2.3 *Reduced Mean (Yn)*

n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn
10	0,4595	29	0,5353	47	0,5473	65	0,5535	83	0,5574
11	0,4996	30	0,5362	48	0,5477	66	0,5538	84	0,5576
12	0,5053	31	0,5371	49	0,5481	67	0,5540	85	0,5578
13	0,5070	32	0,5380	50	0,5485	68	0,5543	86	0,5580
14	0,5100	33	0,5388	51	0,5489	69	0,5545	87	0,5581
15	0,5128	34	0,5396	52	0,5493	70	0,5548	88	0,5583
16	0,5157	35	0,5402	53	0,5497	71	0,5550	89	0,5585
17	0,5181	36	0,5410	54	0,5501	72	0,5552	90	0,5586
18	0,5202	37	0,5418	55	0,5504	73	0,5555	91	0,5587
19	0,5220	38	0,5424	56	0,5508	74	0,5557	92	0,5589
20	0,5236	39	0,5430	57	0,5511	75	0,5559	93	0,5591
21	0,5252	40	0,5436	58	0,5515	76	0,5561	94	0,5592
22	0,5268	41	0,5442	59	0,5518	77	0,5563	95	0,5593
23	0,5283	42	0,5448	60	0,5521	78	0,5565	96	0,5595
24	0,5296	43	0,5453	61	0,5524	79	0,5567	97	0,5596
25	0,5309	44	0,5458	62	0,5527	80	0,5569	98	0,5598
26	0,5320	45	0,5463	63	0,5530	81	0,5570	99	0,5599
27	0,5332	46	0,5468	64	0,5533	82	0,5572	100	0,5600
28	0,5343								

(Sumber: Soewarno, 1995)

Tabel 2.4 *Reduced standart deviation (Sn)*

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
10	0,9496	29	1,1086	47	1,1557	65	1,1803	83	1,1959
11	0,9676	30	1,1124	48	1,1547	66	1,1814	84	1,1967
12	0,9833	31	1,1159	49	1,1590	67	1,1824	85	1,1973
13	0,9971	32	1,1193	50	1,1607	68	1,1834	86	1,1980
14	1,0095	33	1,1226	51	1,1623	69	1,1844	87	1,1987
15	1,0206	34	1,1255	52	1,1638	70	1,1854	88	1,1994
16	1,0316	35	1,1285	53	1,1658	71	1,1863	89	1,2001

(Sumber: Soewarno, 1995)

Tabel 2.4 *Reduced standart deviation (Sn) (Lanjutan)*

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
17	1,0411	36	1,1313	54	1,1667	72	1,1873	90	1,2007
18	1,0493	37	1,1339	55	1,1681	73	1,1881	91	1,2013
19	1,0565	38	1,1363	56	1,1696	74	1,1890	92	1,2020
20	1,0628	39	1,1388	57	1,1708	75	1,1898	93	1,2026
21	1,0696	40	1,1413	58	1,1721	76	1,1906	94	1,2032
22	1,0754	41	1,1436	59	1,1734	77	1,1915	95	1,2038
23	1,0811	42	1,1458	60	1,1747	78	1,1923	96	1,2044
24	1,0864	43	1,1480	61	1,1759	79	1,1930	97	1,2049
25	1,0915	44	1,1499	62	1,1770	80	1,1938	98	1,2055
26	1,0961	45	1,1519	63	1,1782	81	1,1945	99	1,2060
27	1,1004	46	1,1538	64	1,1793	82	1,1953	100	1,2065
28	1,1047								

(Sumber: Soewarno, 1995)

c. Metode Distribusi Log Pearson III

Distribusi log Pearson III banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk distribusi log Pearson III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson III dengan menggantikan variant menjadi nilai logaritmik.

Bentuk komulatif dari distribusi log Pearson III dengan nilai variantnya X apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik (*logarithmic probability paper*) akan merupakan model matematik persamaan garis lurus. Persamaan garis lurusnya adalah:

$$Y = \bar{Y} - k \cdot S$$

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi log Pearson III, adalah:

1. Menentukan logaritma dari semua nilai variant X
2. Menghitung nilai rata-rata (*mean*)

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \log X}{n}$$

n = Jumlah data

3. Menghitung nilai standard deviasi dari Log X

$$\text{Sd. Log } \bar{X} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x - \log \bar{x})^2}{n-1}}$$

4. Menghitung koefisien kemencengengan

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } X - \text{Log } \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(\text{Sd Log } \bar{X})^3}$$

Sehingga persamaan dapat ditulis:

$$\text{Log } X_t = \text{Log } \bar{X} + K \cdot \text{Sd Log } \bar{X} \quad (2.19)$$

Dimana:

Sd = Standard deviasi

\bar{X} = Tinggi rata-rata hujan (mm)

X_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

K = Faktor sifat distribusi log Pearson III yang merupakan fungsi dari besarnya C_s (harga K dapat dilihat pada tabel 2.5)

Tabel 2.5 Nilai K distribusi Log Pearson III

Koefisien Kemencengengan (C_s)	Periode Ulang (Tahun)				
	2	5	10	50	100
3	-0,396	0,420	1,180	3,152	4,051
2,5	-0,360	0,574	1,250	3,108	3,185
2	-0,307	0,609	1,302	2,912	3,605
1,5	-0,240	0,705	1,333	2,712	3,330
1,2	-0,195	0,732	1,310	2,626	3,149
1	-0,164	0,758	1,340	2,342	3,022
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,198	2,957
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,153	2,891
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,107	2,824
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,339	2,755
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,311	2,686
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,610	2,615
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,211	2,314
0,2	-0,033	0,830	1,031	2,159	2,172

(Soewarno, 1995)

(Sumber:

Tabel 2.5 Nilai K Distribusi Log Pearson III (Lanjutan)

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (Tahun)				
	2	5	10	50	100
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,107	2,100
0	0,000	0,842	1,282	2,031	2,326
-0,1	0,017	0,834	1,270	2,000	2,232
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,945	2,178
-0,3	0,060	0,853	1,245	1,890	2,101
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,831	2,029
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,777	1,955
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,720	1,880
-0,7	0,166	0,857	1,183	1,663	1,806
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,606	1,733
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,519	1,660
-1	0,161	0,852	1,128	1,492	1,888
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,379	1,449
-1,5	0,240	0,832	1,018	1,217	1,256
-2	0,307	0,777	0,895	0,980	0,990
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,798	0,799
-3	0,396	0,636	0,660	0,666	0,667

(Sumber: Soewarno, 1995)

2.3.5 Uji Kecocokan Distribusi

Untuk menentukan uji kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan distribusi empiris, diperlukan pengujian secara statistik. Untuk menetapkan apakah persamaan distribusi peluang yang akan dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisa. Ada 2 jenis uji kecocokan yaitu:

a. Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat digunakan untuk menentukan apakah persamaan peluang dapat mewakili dari distribusi sampel data yang dianalisa.

Parameter yang digunakan dalam pengambilan keputusan ini adalah χ^2 , parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi^2 h = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Dengan:

$\chi^2 h$ = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = jumlah nilai teoriti pada sub kelompok ke i

(Sumber: Triatmodjo, 2008:238)

Prosedur perhitungan uji Chi-Kuadrat adalah:

1. Tetapkan jumlah pengamatan data curah hujan (n) tahun.
2. Urutkan data curah hujan dari yang terbesar ke terkecil ataupun sebaliknya.
3. Hitung derajat kebebasan dengan menggunakan rumus $DK = K - (\alpha + 1)$, dimana $\alpha = 2$ untuk distribusi normal dan binomial dan $\alpha = 1$ untuk distribusi *poison*.
4. Cara nilai Chi-Kuadrat dari harga DK dan $h = 5\%$ dari tabel distribusi Chi-Kuadrat dan membandingkan periode ulang 10 tahun dengan variabel K dan peluang 9%, 5%, % pada tabel 2.6 Variabel Reduksi Gauss.
5. Interpretasi data yang ada dengan membandingkan nilai Chi-Kuadrat teoritis dan nilai Chi-Kuadrat dengan memasukkan hasil ($\chi^2 h$) pada tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat.
6. Apabila $(\chi^2 h) < (\chi^2 Cr)$, maka jumlah data dapat digunakan untuk perhitungan selanjutnya sesuai interpretasi datanya.

Tabel 2.6 Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	K_T
5	0,2	0,84
10	0,1	1,28
20	0,05	1,64
50	0,2	2,05
100	0,01	2,33

(Sumber: Soewarno, 1995:119)

Tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat

Dk	Taraf Signifikan					
	50%	30%	20%	10%	5%	1%
1	0,455	1,074	1,642	2,706	3,841	6,635
2	1,366	2,408	3,219	4,605	5,991	9,210
3	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	11,341
4	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	13,277
5	4,351	6,056	7,289	9,236	11,070	15,086
6	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	16,812
7	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	18,475
8	7,344	9,254	11,030	13,362	15,507	20,090
9	8,343	10,656	12,242	14,686	16,919	21,666
10	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	23,309
11	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	24,725
12	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	26,217
13	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	27,688
14	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	29,141
15	14,339	17,332	19,311	23,307	24,996	30,578

(Sumber: Triatmodjo, 2008:240)

b. Smirnov-Kolmogorov

Uji Smirnov-Kolmogorov juga sering disebut juga uji kecocokan non parameter, karena pengujinya tidak menggunakan fungsi dari distribusi tersebut. Prosedur uji Smirnov-Kolmogorov adalah:

1. Urutkan data pengamatan dari terbesar ke terkecil atau sebaliknya tentukan peluang masing-masing data distribusi:

$$X_1 = P(X_1)$$

$$X_2 = P(X_2)$$

$$X_m = P(X_m)$$

$$X_n = P(X_n)$$

$$P(X_n) = \frac{m}{n-1} \text{ dan } P(X <) = 1 - P(X_i)$$

Dengan:

$$P(X) = \text{Peluang}$$

- m = Nomor urut kejadian
 n = Jumlah data

2. Tentukan masing-masing peluang teoritis dan hasil penggambaran data

$$X_1 = P'(X_1)$$

$$X_2 = P'(X_2)$$

$$X_m = P'(X_m)$$

$$X_n = P'(X_n)$$

$$F(t) = \frac{x - \bar{X}}{sd} \text{ dan } P'(X_i) = 1 - P'(X <)$$

Dengan:

$P'(X_m)$ = Peluang teoritis yang terjadi pada nomor ke n

X = Curah hujan harian

\bar{X} = Curah hujan rata-rata

F(t) = Distribusi normal standard

3. Tentukan selisih terbesar dari peluang pengamatan dengan peluang teoritis dari kedua nilai peluang tersebut:

$$D_{maks} = [P(X_m) - P'(X_m)]$$

4. Tentukan nilai D_0 berdasarkan tabel kritis Smirnov-Kolmogorov.

5. Interpretasi hasilnya adalah:

- Apabila $D_{maks} < D_0$ distribusi yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima.
- Apabila $D_{maks} > D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan distribusi tidak sama.

Persamaan garis yang umum digunakan untuk Smirnov-Kolmogorov adalah:

$$X = \bar{X} + k \times Sd$$

Dengan :

X = Hujan rencana

\bar{X} = Hujan rata-rata

k = Faktor distribusi

Sd = Standard Deviasi

Tabel 2.8 Nilai D_0 untuk kecocokan Smirnov-Kolmogorov

N	Derajat Kepercayaan (α)			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27

(Sumber: Soewarno, 1995)

2.3.6 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah perbandingan besarnya aliran permukaan (bagian hujan yang membentuk limpasan) dengan hujan total. Hujan yang jatuh di atas permukaan tanah, sebelum melimpas atau mengalir di atas permukaan tanah akan mengalami hal-hal berikut:

a. Intersepsi

Air hujan membasahi segala suatu yang ada di atas permukaan tanah, seperti tanaman-tanaman dan bangunan-bangunan.

b. Infiltrasi

Merembesnya air dari permukaan tanah ke dalam tanah yang lamanya sangat tergantung dari jenis dan kondisi tanah.

c. Retensi

Air hujan mengisi celah-celah dan retakan-retakan serta cekungan yang ada di atas tanah.

Peristiwa intersepsi, infiltrasi, dan retensi merupakan suatu peristiwa “kehilangan air” ditambah dengan evapotranspirasi atau penguapan – penguapan.

Limpasan permukaan = Hujan Total – Kehilangan Air

$$Q = Q_1 - Q_2$$

$$\text{Koefisien Pengaliran (C)} = \frac{Q}{Q_1}$$

Kondisi tata guna lahan yang sebenarnya di lapangan sangatlah bervariasi, sehingga untuk menentukan koefisien pengaliran adalah koefisien pengaliran rata-rata atau koefisien pengaliran komposit kawasan. Perhitungan koefisien rata-rata \bar{C} :

$$\bar{C} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A} = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Dimana:

\bar{C} = Koefisien pengaliran rata – rata.

C_i = Koefisien pengaliran bagian.

A_i = Luas bagian.

(Sumber: Soewarno, 1995)

Koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel 2.9

Tabel 2.9 Koefisien aliran C

Tipe Daerah Aliran	C
Rerumputan	
Tanah pasir, datar, 2%	0,50-0,10
Tanah pasir, sedang, 2-7%	0,10-0,15
Tanah pasir, curam, 7%	0,15-0,20
Tanah gemuk, datar, 2%	0,13-0,17
Tanah gemuk, sedang, 2-7%	0,18-0,22
Tanah gemuk, curam, 7%	0,25-0,35
Perdagangan	
Daerah kota lama	0,75-0,95
Daerah pinggiran	0,50-0,70
Perumahan	
Daerah single family	0,30-0,50
Multi unit terpisah	0,40-0,60
Multi unit tertutup	0,60-0,75
Suburban	0,25-0,40
Daerah apartemen	0,50-0,70

Tabel 2.9 Koefisien aliran C (Lanjutan)

Tipe Daerah Aliran	C
Industri	
Daerah ringan	0,50-0,80
Daerah berat	0,60-0,90
Taman, kuburan	0,10-0,25
Tempat bermain	0,20-0,35
Halaman kereta api	0,20-0,40
Daerah tidak dikerjakan	0,10-0,30
Jalan: beraspal	
Beton	0,80-0,95
Batu	0,70-0,85
Atap	0,70-0,85

(Sumber: Triatmodjo, 2008:145)

2.3.7 Intensitas Hujan

Perhitungan Intensitas Hujan tergantung dari data yang tersedia. Data dari alat penakar hujan manual data hujan harian atau data hujan 24 jam-an, rumus yang digunakan adalah rumus “*Mononobe*”.

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left[\frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

Dimana :

I_t = Intensitas Hujan (mm/jam)

R_{24} = Hujan harian (mm)

T_c = Waktu konsetrasi (jam)

a. *Time of Concentration* (T_c)

Waktu konsentrasi adalah waktu yang diperlukan oleh air yang melintas di atas permukaan tanah dari titik terjauh pada suatu daerah pengaliran sampai ke titik kontrol yang ditentukan di bagian hilir.

$$T_c = T_0 + T_f$$

Dimana:

T_0 = *Overland flow time (inlet time)* adalah waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir diatas permukaan tanah, dari titik

terjauh pada suatu daerah pengaliran (*catchment area*) sampai sistem saluran yang ditinjau.

T_f = *Channel flow time* adalah waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir disepanjang saluran sampai ke titik kontrol di bagian hilir yang ditinjau.

b. *Overland flow time* (T_0)

Kirpich Formula $\rightarrow T_0 = 0,0195 \left(\frac{L_0}{\sqrt{I_0}} \right)^{0,77}$ menit

Dimana :

L_0 = Jarak titik terjauh lahan terhadap sistem saluran yang ditinjau

I_0 = Kemiringan rata-rata permukaan tanah kearah saluran yang ditinjau

n = Koefisien kekasaran permukaan tanah menurut Kerby (missal: tanah licin, $n=0,02$. tanah berumput, $n=0,04$. dst)

c. *Channel Flow Time* (T_f)

Kecepatan aliran rata-rata dalam saluran buatan yang mempunyai dimensi tertentu, dihitung berdasarkan kekasaran bahan saluran dan kemiringan dasar salurannya (Rumus Manning). Sedangkan untuk saluran alam (sungai), dimana kondisi, bentuk penampang, dan dimensinya yang tidak beraturan, perhitungan kecepatan aliran rata-rata ditentukan secara empiris berdasarkan kemiringan rata-rata dasar saluran alam atau sungai tersebut.

$$T_f = \frac{L}{V}$$

Dimana :

L = Panjang saluran (meter)

V = Kecepatan aliran dalam saluran (m/det) (dapat dilihat pada tabel 2.10)

Tabel 2.10 Kecepatan aliran rata-rata untuk saluran alam

Kemiringan rata-rata dasar sungai (%)	Kecepatan rata-rata (m/detik)
<1	0,40
1-2	0,60
2-4	0,90
4-6	1,20

Tabel 2.10 Kecepatan aliran rata-rata untuk saluran alam (Lanjutan)

6-10	1,50
10-15	2,40

2.3.8 Debit Rencana

Debit rencana untuk daerah perkotaan pada umumnya direncanakan untuk pembuangan air secepatnya, agar tidak terjadi genangan air yang mengganggu, sehingga saluran-saluran drainase dibuat sesuai dengan debit rencana.

Daerah perkotaan pada umumnya merupakan bagian dari daerah aliran yang lebih besar dan luas, dimana pada daerah tersebut sudah ada sistem drainase alaminya. Perencanaan dan pengembangan sistem drainase untuk daerah perkotaan yang baru, diselaraskan dengan sistem drainase alami yang sudah ada, agar kondisi aslinya dapat dipertahankan sejauh mungkin. Debit rencana dapat dihitung dengan memakai metode Rasional (*Rational Formula*).

Rumus :

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot \beta \cdot C \cdot I_t \cdot A$$

Dimana :

Q = Debit rencana (m³/det)

β = Koefisien penyebaran hujan (lihat pada tabel 2.11)

I_t = Intensitas hujan (mm/jam)

A = Luas daerah pengaliran (km²)

C = Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*)

(Sumber: Suripin, 2004:82)

Tabel 2.11 Koefisien Penyebaran Hujan (β)

Luas Catchment Area (km ²)	Koefisien (β)
0-4	1
5	0,995
10	0,98
15	0,995
20	0,92
25	0,875
30	0,82
50	0,5

(Sumber: Soewarno, 1995)

2.3.9 Hidrograf Satuan Sintetis

Hidrograf satuan adalah hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan oleh hujan efektif (hujan netto) yang terjadi merata diseluruh DAS dan dengan intensitas tetap selama satu satuan waktu yang ditetapkan

(Sumber: Suripin, 2003)

a. Perhitungan hujan jam-jaman

Hujan efektif adalah curah hujan yang lamanya sedemikian rupa sehingga lamanya limpasan permukaan tidak menjadi pendek. Berikut perumusannya:

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{T}{t} \right)^{2/3}$$

$$R_T = t \cdot R_t - (t-1) R_{(t-1)}$$

Keterangan:

R_t = Rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t (mm)

R_{24} = Tinggi hujan harian dalam 24 jam (mm)

t = Waktu hujan (jam)

T = Lama waktu hujan waktu terpusat (jam)

R_T = Tinggi hujan rata-rata pada jam t (mm)

$R_{(t-1)}$ = Rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t

Perhitungan tingi hujan efektif, menggunakan rumus berikut:

$$R_e = C \cdot R_t$$

Keterangan:

R_e = Tinggi hujan efektif (mm)

R_t = Tinggi hujan rencana (mm)

C = Koefisien pengaliran rata-rata

(Sumber: Suripin, 2003)

b. Perhitungan hidrograf satuan Nakayasu

Hidrograf satuan suatu DAS adalah suatu limpasan langsung yang diakibatkan oleh suatu hujan efektif yang terbagi rata dalam waktu dan ruang. Tujuan dari hidrograf adalah untuk memperkirakan hubungan antara hujan efektif dan aliran permukaan.

(Sumber: Suripin, 2003)

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \text{ (untuk } L > 15 \text{ km)}$$

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \text{ (untuk } L < 15 \text{ km)}$$

$$\begin{aligned}
 t_r &= 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \\
 T_p &= t_g + 0,8 t_r \\
 T_{0,3} &= \alpha t_g \\
 Q_p &= \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6 \cdot 0,3 \cdot T_p \cdot T_{0,3}}
 \end{aligned}$$

Keterangan:

- Q_p = Debit puncak banjir (m^3/det)
- C = Koefisien pengaliran
- A = Luas daerah aliran sungai (km^2)
- R_0 = Hujan satuan (mm)
- T_p = Tenggang waktu dari pemulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
- $T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)
- T_g = Waktu konsentrasi
- T_r = Satuan waktu dari curah hujan (jam)
- α = Koefisien karakteristik *catchment area* biasanya di ambil 2
- L = Panjang saluran (km)

Pada hidrograf nakayasu dibagi menjadi dua bagian yaitu lengkung naik dan lengkung turun

- Lengkung naik

$$Q_a = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4}$$

Keterangan:

- Q_a = Limpasan sebelum mencapai debit puncak dan dinyatakan dalam bentuk ($m^3/detik$)

- Lengkung turun

$$Q_d > 0,30 Q_p$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}}$$

$$\text{Untuk } 0,30 Q_p > Q_d > 0,30^2 Q_p$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)+(0,5 \cdot T_{0,3})}{1,5 \cdot T_{0,3}}}$$

$$\text{Untuk } 0,30^2 Q_p > Q_d$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)+(0,5 \cdot T_{0,3})}{1,5 \cdot T_{0,3}}}$$

Keterangan:

Q_p = Debit puncak (m^3/det)

T = Satuan waktu (jam)

(Sumber: Suripin, 2003)

2.4 Hidrolika

Hidrolika merupakan satu topik dalam Ilmu terapan dan keteknikan yang berurusan dengan sifat-sifat mekanis fluida, yang mempelajari perilaku aliran air secara mikro maupun makro. Mekanika Fluida meletakkan dasar-dasar teori hidrolika yang difokuskan pada rekayasa sifat-sifat fluida. Dalam tenaga fluida, hidrolika digunakan untuk pembangkit, kontrol, dan perpindahan tenaga menggunakan fluida yang dimampatkan. Topik bahasan hidrolika membentang dalam banyak aspek sains dan disiplin keteknikan, mencakup konsep-konsep seperti aliran tertutup (pipa), perancangan bendungan, pompa, turbin, tenaga air, hitungan dinamika fluida, pengukuran aliran, serta perilaku aliran saluran terbuka seperti sungai dan selokan.

Ditinjau dari mekanika aliran, terdapat dua macam aliran yaitu aliran saluran tertutup dan aliran saluran terbuka. Dua macam aliran tersebut dalam banyak hal mempunyai kesamaan tetapi berbeda dalam satu ketentuan penting. Perbedaan tersebut adalah pada keberadaan permukaan bebas, aliran saluran terbuka mempunyai permukaan bebas, sedangkan aliran saluran tertutup tidak mempunyai permukaan bebas karena air mengisi seluruh penampang saluran.

Dengan demikian aliran saluran terbuka mempunyai permukaan yang berhubungan dengan atmosfer, sedang aliran saluran tertutup tidak mempunyai hubungan langsung dengan tekanan atmosfer. Seperti yang telah kita ketahui, air mengalir dari hulu ke hilir sampai mencapai suatu elevasi permukaan air tertentu, kecuali ada gaya yang menyebabkan aliran kearah sebaliknya.

Pada umumnya perencanaan saluran ditunjukkan untuk karakteristik saluran buatan, namun konsep hidraulikanya dapat juga

diterapkan sama baiknya pada saluran alam. Apabila saluran terbuka terhadap atmosfer, seperti sungai, kanal, gorong-gorong, maka alirannya disebut Aliran saluran terbuka atau Aliran permukaan bebas.

2.4.1 Sifat Aliran

Sifat aliran di bagi menjadi berbagai macam, yaitu aliran tetap (*Steady Flow*), aliran tidak tetap (*Unsteady Flow*), aliran seragam (*uniform flow*), aliran tidak seragam (*non uniform flow*)

a. Aliran tetap (*steady flow*)

Aliran yang parameter – parameternya tidak berubah terhadap waktu. Parameter aliran berupa kecepatan aliran, kerapatan, temperatur, dan lain – lain.

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad , \text{dsb}$$

b. Aliran tidak tetap (*unsteady flow*)

Aliran yang parameter – parameter alirannya berubah terhadap waktu.

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0 \quad \frac{\partial p}{\partial t} \neq 0 \quad , \text{dsb}$$

c. Aliran seragam (*uniform flow*)

Aliran yang parameter – parameter alirannya mempunyai harga tetap di sepanjang aliran selama waktu tertentu.

$$\frac{\partial p}{\partial s} = 0 \quad \frac{\partial v}{\partial s} = 0 \quad , \text{dsb}$$

d. Aliran tidak seragam (*non uniform flow*)

Besarnya parameter-parameter aliran tidak sama di sepanjang lintasannya selama waktu tertentu.

$$\frac{\partial p}{\partial s} \neq 0 \quad \frac{\partial v}{\partial s} \neq 0 \quad , \text{dsb}$$

Debit saluran drainase berasal dari air hujan dan air limbah, atau dipengaruhi oleh distribusi hujan dan fluktuasi pemakaian air, maka tidak mungkin kondisi aliran dalam saluran drainase dalam keadaan *steady uniform flow*, tetapi *unsteady non uniform flow*. Dalam perencanaan saluran drainase, aliran dianggap tetap dan seragam, kecuali untuk saluran dengan debit yang besar.

2.4.2 Kondisi Aliran

Aliran air pada saluran drainase dapat berupa aliran saluran terbuka (*open channel flow*) dan aliran saluran tertutup (*pipe flow*). Pada aliran saluran terbuka terdapat permukaan air bebas (*free-surface*) yang dapat dipengaruhi oleh tekanan udara secara langsung. Dimana permukaan air pada saluran terbuka merupakan garis hidrolis dan kedalaman aliran sama dengan tinggi tekanan. Sedangkan aliran pada saluran tertutup/pipa tidak terdapat permukaan bebas (aliran bertekanan), karena seluruh penampang saluran/pipa terisi air, sehingga permukaan air tidak dipengaruhi oleh tekanan udara.

Untuk menentukan besarnya tekanan hidrolik pada pipa, dipasang piezometer (pengukur tekanan) di penampang kontrol 1 dan 2, sehingga dapat diketahui tinggi tekanan pada penampang kontrol yakni y_1 dan y_2 . Aliran pada saluran terbuka, muka airnya cenderung berubah sesuai waktu dan ruang, demikian pula dengan kedalaman aliran, debit, dan kemiringan dasar tergantung satu sama lain.

Aliran pada saluran tertutup tidak selalu merupakan aliran dibawah tekanan apabila terdapat *free surface* (permukaan bebas). Sehingga dengan demikian sifat/kondisi aliran sama seperti saluran terbuka yang mempunyai permukaan air bebas seperti pipa/saluran drainase dengan bentuk penampang saluran bulat (lingkaran), gorong-gorong, dan lain-lain.

2.4.3 Perhitungan Debit dan Dimensi Saluran

Perhitungan debit dan dimensi saluran dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut

Rumus umum:

$$Q = A \times V$$

Dimana:

Q = Debit aliran (m^3/det).

A = Luas basah penampang saluran (m^2).

V = Kecepatan aliran (m/det).

a. Kecepatan aliran rata-rata

Secara teoritis aliran dapat ditetapkan sebagai berikut:

- Aliran pada saluran terbuka:

Rumus Manning $\rightarrow V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

Rumus Strickler $\rightarrow V = k \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

Rumus Chezy $\rightarrow V = C\sqrt{RI}$
 $\rightarrow V = \frac{1}{n} \times R^{1/6}$

- Aliran dibawah tekanan saluran tertutup:

Rumus Hazen Williams $\rightarrow V = 0,85 \times R^{0,63} \times I^{0,54}$

Dimana:

n = Koefisien kekasaran dinding dan dasar saluran menurut manning.

k, c = Koefisien kekasaran dinding dan dasar saluran strickler, chezy.

R = Jari – jari hidrolis = A/P (m).

A = Luas basah penampang sluran (m²).

P = Keliling basah penampang saluran (m).

I = Kemiringan dasar saluran.

Kecepatan aliran rata-rata (V) untuk perencanaan saluran drainase harus memenuhi batas-batas nilai tertentu, yakni diantara batas kecepatan aliran maksimum dan minimum, disesuaikan dengan bahan saluran (nilai c, n, atau k) dan angkutan sedimennya. Bila kecepatan aliran dibawah batas kecepatan minimum, maka pada saluran akan terjadi pengendapan dan pendangkalan oleh sedimen, tumbuhnya tanaman-tanaman pengganggu (rumput-rumput liar) di dasar saluran, sehingga mengganggu fungsi saluran. Sebaliknya, bila kecepatan aliran diatas batas kecepatan maksimum, akan terjadi erosi (penggerusan) pada dinding dan dasar saluran, terutama bila saluran direncanakan tidak tahan erosi (tanpa perkuatan dinding saluran).

Misalnya:

V minimum untuk saluran kecil dari tanah = 0,45 m/det

V minimum untuk saluran besar dari tanah = 0,60-0,90 m/det

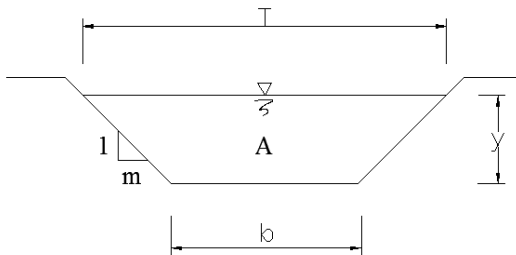
V maksimum untuk saluran dari bahan beton = 4 m/det

b. Kekasaran dinding dan dasar saluran

Bahan saluran (dinding dan dasar) untuk saluran drainase pada umumnya direncanakan dengan atau tanpa perkuatan atau perkeraasan. Misalnya saluran dari tanah, saluran diberi perkuatan/diplengseng, saluran dari bahan beton, pasangan batu, kayu, kaca, dan lain-lain. Masing-masing bahan saluran mempunyai nilai kekasaran yang berbeda, misalnya bahan beton tidak sama dengan kekerasan dari bahan batu, bahan tanah, dan lain-lain. Nilai kekasaran tersebut ditetapkan oleh Manning, Chezy, Strickler, dan lain-lain. Sehingga untuk keperluan perhitungan/perencanaan ditetapkan salah satu dari ketentuan diatas, misalnya koefisien kekasaran Manning (n), Chezy (c), Stricker (k).

2.4.4 Unsur Geometris Penampang Saluran

a. Penampang Trapezium



Gambar 2.3 Penampang Trapezium

Dimana:

b = Lebar dasar saluran

y = Tinggi aliran

m = Miring dinding saluran (talud), dinyatakan dalam 1: m

T = Lebar puncak

A = Luas basah (luas trapesium)

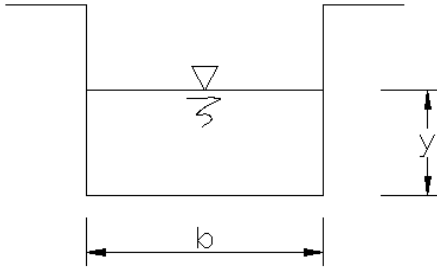
P = Keliling basah \rightarrow bagian talud dan dasar yang terkena aliran

A = Luas basah $\frac{1}{2}(T + b) \rightarrow$ untuk miring talud kiri dan kanan sama (penampang simetris)

Maka: Luas basah $\rightarrow A = (b + m \cdot y)y$

Keliling basah $\rightarrow P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{m^2 + 1}$

b. Penampang Segi Empat



Gambar 2.4 Penampang Segi Empat

Dimana :

$$m = 0$$

$$A = \text{Luas basah} \rightarrow A = (b + m \cdot y)y = b \cdot y$$

$$P = \text{Keliling basah} \rightarrow P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{m^2 + 1} = b + 2$$

BAB III

METODOLOGI

Metodologi suatu perencanaan adalah cara dan urutan kerja sesuai perhitungan untuk mengatasi banjir yang terjadi. Di dalam pelaksanaan Tugas Akhir Terapan ini dilakukan melalui beberapa tahap pada bab ini akan dijelaskan langkah-langkah penyusunan Tugas Akhir Terapan dengan topik drainase.

3.1 Persiapan

Persiapan yang akan dilakukan untuk menyelesaikan tugas akhir ini adalah meliputi sebagai berikut:

1. Mencari informasi yang diperlukan dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan.
2. Membuat dan mengajukan surat yang diperlukan untuk memperoleh data yaitu proposal dan surat pengantar dari kaprodi untuk pengajuan pengambilan data
3. Mencari data ke instansi/perusahaan yang terkait, antara lain Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan Kota Surabaya, serta meminta ijin untuk pengambilan data guna dijadikan sebagai bahan Tugas Akhir Terapan.
4. Mengumpulkan data dan segala bentuk kegiatan/hasil survei yang sekiranya dapat mendukung dalam penyusunan laporan Tugas Akhir Terapan.

3.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data dibagi menjadi dua, yaitu pengumpulan data secara primer dan pengumpulan data secara sekunder, berikut adalah metode pengumpulan data secara primer

3.2.1 Pengumpulan Data Secara Primer

Metode pengumpulan data secara primer ialah metode yang digunakan untuk mendapatkan data secara langsung dari sumber yang diteliti contoh : pengukuran dimensi saluran drainase secara langsung.

3.2.2. Pengumpulan Data Secara Sekunder

Metode pengumpulan data secara sekunder ialah metode yang digunakan untuk mendapatkan data dari sumber-sumber yang lain yang berhubungan dengan materi penelitian dan bukan merupakan langsung dari si penulis itu sendiri. Contoh: data curah hujan selama 10 tahun, peta topografi, peta tata guna lahan, peta DAS DLL

Data-data yang menunjang dan digunakan dalam Pengendalian Banjir pada Saluran Gayung Kebonsari Surabaya antara lain:

- a. Data curah hujan
- b. Peta Tata Guna Lahan
- c. Kondisi Eksisting
- d. Skema Jaringan
- e. Survei Lapangan
- f. Peta Topografi

3.3 Survei Lapangan

Survei lapangan dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui kondisi rawan banjir di sekitar saluran dan untuk mengetahui kondisi eksisting saluran yang nantinya akan dilakukan perhitungan dan juga mengambil dokumentasi.

3.4 Studi Literatur

Studi literatur bertujuan untuk mendapatkan dasar teori yang tepat. Studi literatur antara lain adalah buku atau referensi yang mendukung untuk penyusunan Tugas Akhir Terapan ini, diantaranya buku/referensi mengenai analisa hidrologi, analisa hidrolika, dan lain-lain.

3.5 Pengolahan Data

Data-data yang terhimpun diklasifikasikan ke dalam suatu susunan berupa tabel, grafik, dan gambar. Data berupa angka dipindahkan ke dalam tabel kerja untuk memudahkan analisa. Analisa yang dilakukan dalam kajian ini meliputi analisa hidrologi dan analisa hidrolika.

3.5.1. Analisis Hidrologi

Analisis Hidrologi adalah analisis awal dalam perencanaan konstruksi bangunan air yang gunanya untuk mengetahui besarnya debit yang akan dialirkan sehingga ditentukan besarnya debit yang dipakai sebagai dasar perencanaan adalah debit rencana pada periode ulang tertentu.

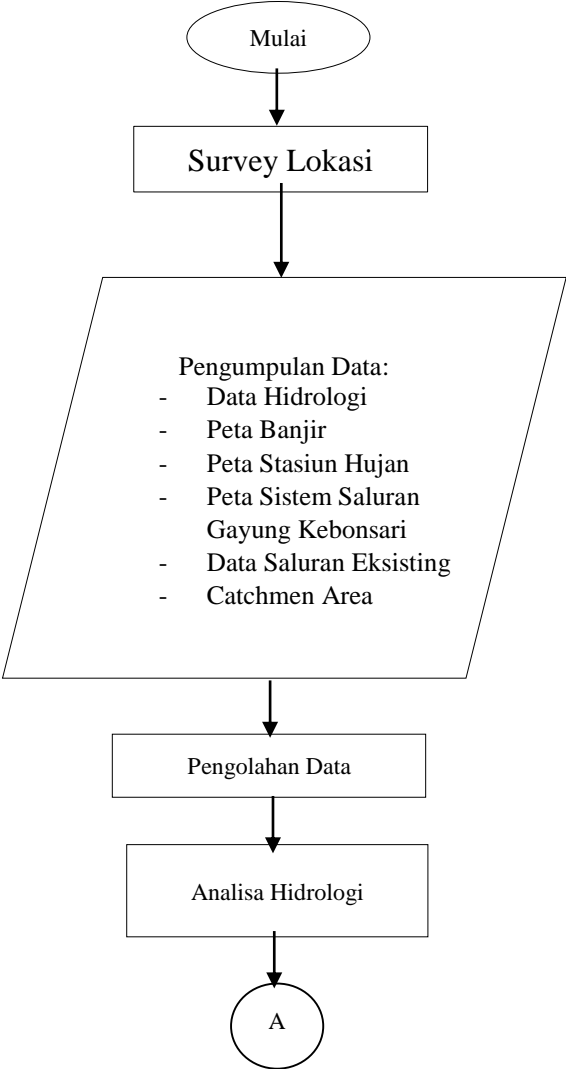
Untuk memperkirakan besarnya debit rencana yang sesuai pengetahuan analisis hidrologi mempunyai peranan yang penting. Dalam perhitungan dapat digunakan data debit banjir pada suatu data curah hujan yang selanjutnya menjadi debit banjir rencana

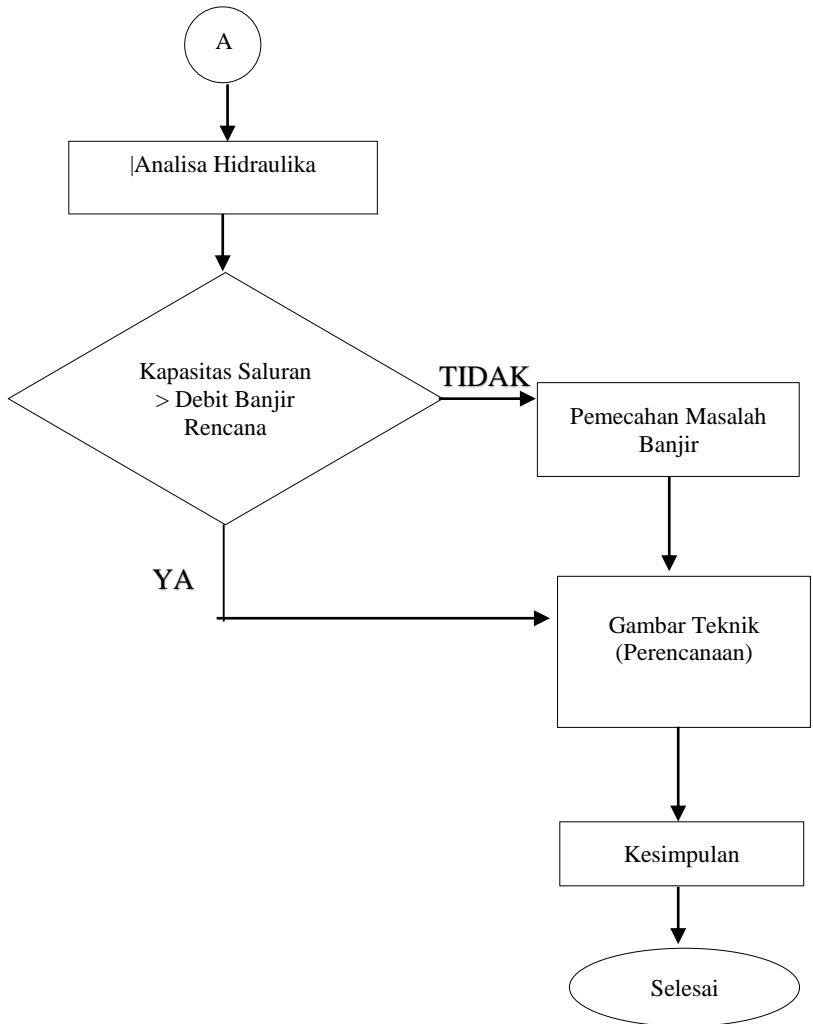
3.5.2. Analisis Hidrolika

Suatu metode yang digunakan untuk mengetahui kemampuan penampang dalam menampung debit rencana. Menggunakan metode trial and error dan Manning untuk Tugas Akhir Terapi ini

3.6 Bagan Alir Metodologi

Bagan Alir Metodologi yang digunakan dilaporan tugas akhir terapan ini terdapat pada gambar 3.1





Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi (Lanjutan)

JADWAL Pengerjaan Tugas Akhir

[illegible]

BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Surabaya mempunyai 10 stasiun hujan, yaitu Stasiun Hujan Kebonagung, Stasiun Hujan Gubeng, Stasiun Hujan Keputih, Stasiun Hujan Wonokromo, Stasiun Hujan Perak, Stasiun Hujan Wonorejo, Stasiun Hujan Larangan, Stasiun Hujan Kandangan, Stasiun Hujan Kedung Cowek, Stasiun Hujan Simo. Penentuan stasiun hujan yang berpengaruh terhadap lokasi dilakukan penggambaran dengan menggunakan metode *Polygon Thiessen*, Dari beberapa stasiun hujan yang terdekat dengan studi diketahui hanya satu stasiun hujan yang berpengaruh, yaitu Stasiun Hujan Kebonagung. Data curah hujan selama 10 tahun (2006 – 2016) yang digunakan adalah data curah hujan dari Stasiun Hujan Kebonagung. Tujuan dari analisis hidrologi adalah dapat mengetahui debit saluran pada Kawasan Gayungsari

4.1.1 Curah Hujan Harian Maksimum

Penentuan tinggi hujan harian maksimum digunakan metode curah hujan Ekstrem. Metode ini mengambil langsung curah hujan dari data curah hujan harian terbesar (maksimum) yang ada selama setahun. Analisis curah hujan harian maksimum dapat dilihat pada Tabel 4.1

Tabel 4. 1 Data Hujan Stasiun Kebon Agung

Tahun	Tanggal	Stasiun Hujan (mm) Kebon Agung	Hujan Harian (X) mm
2006	19 februari	98	98
2007	20-Nov	100	100
2008	6 maret	85	85
2009	3 desember	76	76
2010	27 maret	109	109

Tabel 4. 1 Data Hujan Stasiun Kebon Agung (Lanjutan)

2011	1 januari	83	83
2012	24 mei	102	102
2014	19 desember	89	89
2015	7 maret	68	68
2016	2 desember	81	81

Sumber: UPT PSAWS. Buntung Paketingan Surabaya

4.1.2 Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana digunakan untuk menghitung debit banjir setiap periode rencana yang ditentukan. Sesuai dengan kriteria klasifikasi saluran dan luasan daerah tangkapan, dalam analisis ini ditentukan periode ulang rencana. Periode ulang rencana ini akan menunjukkan tingkat layanan dari sistem drainase yang direncanakan.

4.1.3 Parameter Dasar Statistika

Persyaratan Parameter statistika dari masing-masing distribusi tersebut adalah sebagai berikut:

1. Distribusi Normal mempunyai $C_s=0$ dan $C_k=3$
2. Distribusi Gumbel mempunyai mempunyai harga $C_s = 1,139$ dan $C_k = 5,402$,
3. Distribusi *Log Pearson Type III* mempunyai nilai C_s dan C_k selain parameter statistika untuk distribusi yang lain (Normal, Gumbel).

(Triatmodjo, 2008)

Data yang digunakan untuk menghitung parameter statistika adalah data curah harian maksimum tahunan dari stasiun Hujan Gayung Kebonsari yang terdapat pada Tabel 4.1, Data curah hujan harian maksimum tersebut diurutkan dari data yang terbesar sampai terkecil, kemudian dihitung rata-ratanya (X_r), dapat dilihat di tabel 4.2

Tabel 4. 2 Analisis Frekuensi STA. Kebon Agung

Tahun	Hujan Harian mm	Xi Rank mm	Xi ²	(Xi - Xr) ²	(Xi - Xr) ³	(Xi - Xr) ⁴
2006	98	109	11881	396,01	7880,60	156823,92
2007	100	102	10404	166,41	2146,69	27692,29
2008	85	100	10000	118,81	1295,03	14115,82
2009	76	98	9604	79,21	704,97	6274,22
2010	109	89	7921	0,01	0,00	0,00
2011	83	85	7225	16,81	-68,92	282,58
2012	102	83	6889	37,21	-226,98	1384,58
2014	89	81	6561	65,61	-531,44	4304,67
2015	68	76	5776	171,61	2248,09	29449,99
2016	81	68	4624	445,21	9393,93	198211,94
Jumlah	891			1496,90	-442,08	438540,02
Rata-rata	(Xr)	89,1				

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Perhitungan Koefisien Keruncingan (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \times S^4} \times \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4$$

$$Ck = \frac{10^2}{(10-1)(10-2)(10-3) \times 23,59^4} \times 438540,02$$

$$Ck = 3,15$$

Perhitungan Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2) \times S^3} \times \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3$$

$$Cs = \frac{10}{(10-1)(10-2) \times 23,59^3} \times -442,08$$

$$Cs = -0,03$$

Perhitungan Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}}$$

$$Cv = \frac{12,90}{89,1}$$

$$Cv = 0,14$$

Tabel 4.3 Rekapitulasi Perhitungan Nilai Cs & Ck pada STA Kebon Agung

Distribusi	Parameter Statistik	Hasil	Status
Normal	Cs = 0	-0,03	Tidak dapat dipakai
	Ck = 3	3,15	
Gumbel	Cs = 1.14	-0,03	Tidak dapat dipakai
	Ck = 5.4	3,15	
Log Pearson III	Cs = Fleksibel	-0,03	Dapat dipakai
	Ck = Fleksibel	3,15	

(Sumber :Triadmodjo (2008))

4.1.4 Distribusi Probabilitas

Sesuai dengan perhitungan nilai Ck dan Cs (parameter statistika) yang telah diperoleh yaitu Cs = -0,03 dan Ck = 3,15 maka, distribusi probabilitas yang digunakan dalam laporan tugas akhir ini adalah distribusi probabilitas *Log Pearson Type III*. Hasil perhitungan adalah dapat dilihat di tabel 4.4

Tabel 4.4 Perhitungan *Log Pearson Type III*

Xi	Log Xi	Log Xi ²	(LogXi - LogXr) ²	(LogXi - LogXr) ³	(LogXi - LogXr) ⁴
98	1,99	3,98	0,0021	0,0001	0,000004
100	2,00	4,00	0,0029	0,0002	0,000009
85	1,93	3,86	0,0003	0,0000	0,000000
76	1,88	3,76	0,0042	-0,0003	0,000018
109	2,04	4,07	0,0084	0,0008	0,000071
83	1,92	3,84	0,0007	0,0000	0,000001
102	2,01	4,02	0,0040	0,0002	0,000016
89	1,95	3,90	0,0000	0,0000	0,000000
68	1,83	3,67	0,0128	-0,0015	0,000164
81	1,91	3,82	0,0014	-0,0001	0,000002
Jumlah	19,457		0,0368	-0,0005	0,000284
Rata-rata	1,946				

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Perhitungan parameter statistika dengan cara *Log Pearson III* data pada tabel 4.4 adalah:

$$\overline{\text{LogR}} = \frac{\sum \text{LogR}}{n} = \frac{19.457}{10} = 2,026$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\text{LogXi} - \text{LogXr})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,0368}{9}} = 0,064$$

$$Cv = \frac{Sd\overline{\text{LogR}}}{\overline{\text{LogR}}} = \frac{0,064}{2,026} = 0,0329$$

$$Cs = \frac{\sum (\text{LogXi} - \text{LogXr})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2)(S)^3} = \frac{(-0,0005) \cdot 10}{(10-1)(10-2)(0,064)^3} = -0,2777$$

$$Ck = \frac{\sum (\text{LogXi} - \text{LogXr})^4 \cdot n}{(n-1)(n-2)(S)^3} = \frac{(0,000284) \cdot 10}{(10-1)(10-2)(0,064)^3} = 0,3370$$

Selanjutnya nilai K dapat dicari dengan menggunakan Tabel Cs Distribusi *Log Pearson Type III* dan melakukan perhitungan interpolasi Cs = -0.2777 dengan Tabel 4.5 sebagai berikut:

Tabel 4. 5 Nilai K Distribusi *Log Pearson Type III*

Koefisien Cs	Periode ulang (Tahun)					
	2	5	10	25	50	100
	Peluang (%)					
	50	20	10	4	2	1
3	-0,396	0,42	1,18	2,278	3,152	4,051
2,5	-0,36	0,518	1,25	2,262	3,048	3,845
2,2	-0,33	0,574	1,284	2,24	2,97	3,705
2	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,78	3,388
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,2	-0,195	0,732	1,34	2,087	2,626	3,149
1	-0,164	0,758	1,34	2,043	2,542	3,022
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957
0,8	-0,132	0,78	1,336	1,998	2,453	2,891
0,7	-0,116	0,79	1,333	1,967	2,407	2,824
0,6	-0,099	0,8	1,328	1,939	2,359	2,755
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,91	2,311	2,686
0,41	-0,08	0,81	1,32	1,91	2,31	2,68
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,88	2,261	2,615
0,3	-0,05	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544
0,2	-0,033	0,83	1,301	1,818	2,159	2,472
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,4
0	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326
-0,1	0,017	0,836	1,27	1,716	2	2,252
-0,2	0,033	0,85	1,258	1,68	1,945	2,178
-0,3	0,05	0,853	1,245	1,643	1,89	2,104
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955
-0,6	0,099	0,857	1,2	1,528	1,72	1,88

(Sumber: Soewarno, 1995: 142)

Keterangan: untuk yang diberi warna kuning merupakan hasil interpolasi

Tabel 4.6 Nilai K untuk Metode Distribusi Log Pearson Type III dengan $C_s = -0.277$

Periode Ulang (tahun)	k
2	0,044
5	0,85
10	1,249

(Sumber: Perhitungan)

Selanjutnya dapat dihitung curah hujan rencana dengan periode ulang (T) 2.5 dan 10 tahun. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.7

Tabel 4.7 Perhitungan distribusi hujan *Log Pearson Type III*

Periode Ulang (tahun)	\bar{X}_r	k	Log R	R
2	1,946	0,044	1,949	88,82
5	1,946	0,85	2,000	100,01
10	1,946	1,249	2,026	106,06

(Sumber: Perhitungan)

Periode ulang 2 tahun

$$\begin{aligned}
 \text{Log } R_2 &= \text{Log } \bar{X}_r + (k \times S) \\
 &= 1,946 + (0,33 \times 0,064) \\
 &= 1,948
 \end{aligned}$$

$$R_2 = 88,82 \text{ mm}$$

Periode ulang 5 tahun

$$\begin{aligned}
 \text{Log } R_5 &= \text{Log } \bar{X}_r + (k \times S) \\
 &= (1,946 + (1,258 \times 0,064)) \\
 &= 2,00
 \end{aligned}$$

$$R_5 = 100.01 \text{ mm}$$

Periode ulang 10 tahun

$$\begin{aligned}
 \text{Log } R_{10} &= \text{Log } \bar{X}_r + (k \times S) \\
 &= 1,946 + (1,258 \times 0,064) \\
 &= 2,026 \\
 R_{10} &= 106,06 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.1.5 Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan dalam bagian ini adalah uji Chi-Kuadrat dan uji Smirnov-Kolmogorov.

a. Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji chi-kuadrat digunakan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

$$\text{Chi}^2 = \frac{\sum (oi - ei)^2}{Ei}$$

Dimana:

Chi^2 = Parameter Chi kuadrat hitung

G = Jumlah sub-kelompok

Oi = Jumlah nilai pengamatan pada sub-kelompok ke-1

Ei = Jumlah nilai teoritis pada sub-kelompok ke-i

Perhitungan Uji Chi Kuadrat (Sta Kebon Agung)

Langkah-langkah perhitungan Uji Chi Kuadrat adalah sebagai berikut

Tabel 4.8 Perhitungan Peluang

No	log x
1	2,04
2	2,01
3	2,00
4	1,99
5	1,95
6	1,93
7	1,92
8	1,91
9	1,88
10	1,83

(Sumber: Hasil Perhitungan)

1. Dilakukan perhitungan Sub-Group atau kelompok dengan rumus:

$$G = 1 + 1.33 \ln (n)$$

$$\text{Jumlah kelas (G)} = 1 + 1.33 \ln (10)$$

$$G = 4.06 \sim (\text{diambil } 4 \text{ sub-kelompok})$$

2. Derajat Kebebasan (DK)

$$DK = G - R - 1$$

$$DK = 4 - 2 - 1$$

$$DK = 1$$

3. Jumlah nilai teoritis pada sub-kelompok ke-i

$$E_i = n/G \quad E_i = 10/4$$

$$E_i = 2.5$$

4. Perhitungan untuk menentukan Chi Kuadrat Hitung untuk Distribusi Log Pearson Type III dengan menentukan nilai batas. Berdasarkan Tabel 4.8 dilakukan pembagian untuk tiap sub-bagian adalah seperti pada Tabel 4.9

Tabel 4.9 Perhitungan peluang dan nilai K

	Peluang	K
P<25%	$1-0.25 = 0.75$	0,67
P<50%	$1-0.50 = 0.50$	0
P<75%	$1-0.75 = 0.25$	-0,67
P>75%		

(Sumber: Perhitungan)

Berdasarkan persamaan garis lurus:

$$X = \bar{X} + K \cdot s$$

Keterangan:

X = Nilai Variasi x yang dapat diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode ulang tertentu, dapat dilihat di tabel 4.10

\bar{X} = Nilai rata-rata varian X dari sampel

S = Deviasi standar varian X dari sampel

K = Faktor frekuensi ditentukan dari tiap persamaan distribusi peluang

Tabel 4.10 Batas Data

Batas	X
1	$1.99 \leq X$
2	$1.95 \leq X < 1.99$
3	$1.90 \leq X < 1.95$
4	$1.90 \geq X$

(Sumber: Soewarno, 1995)

$$\bar{X} = 1.95 \text{ mm.}$$

$$S = 0.06$$

Perhitungan P = 0.80

$$X = 1.95 + (0,67 \times 0.06) = 1.99 \text{ mm}$$

Perhitungan P = 0.60

$$X = 1.95 + (0 \times 0.06) = 1.95 \text{ mm}$$

Perhitungan P = 0.40

$$X = 1.95 + (-0.67 \times 0.06) = 1.90 \text{ mm}$$

5. Dari perhitungan persamaan garis lurus diatas. Diperoleh data Chi Kuadrat untuk STA. Kebon Agung seperti pada Tabel 4.11

Tabel 4.11 Perhitungan Chi Kuadrat STA. Kebon Agung

No	Nilai Batas	O _i	E _i	(O _i -E _i) ²	χ^2
1	$1.99 \leq X$	4	2,50	2,25	0,90
2	$1.95 \leq X < 1.99$	1	2,50	2,25	0,90
3	$1.90 \leq X < 1.95$	3	2,50	0,25	0,10
4	$1.90 \geq X$	2	2,50	0,25	0,10
jumlah		10	10,00		2,00

(Sumber: Soewarno, 1995)

Hasil dari Tabel 4.11 didapatkan nilai Chi Kuadrat = 2

6. Menentukan nilai Chi Kuadrat teoritis dengan diketahui $\alpha = 5\%$, DK = 2 maka dapat diketahui nilai Chi Kuadrat teoritis adalah 5,99
7. Persyaratan agar Distribusi Log Pearson Type III data diterima apabila: Chi Kuadrat Hitung < Chi Kuadrat Teoritis, sehingga di dapatkan hasil perhitungan = Chi Kuadrat < Chi Kuadrat Teoritis = 2 < 3,86

Kesimpulan: Distribusi Log Pearson Type III dapat Diterima

- b. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov adalah untuk mengetahui kakuratan data curah hujan, dalam hal ini digunakan distribusi Log Pearson Type III

Langkah-langkah perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov:

1. Diketahui jumlah data (n) = 10
2. Diketahui $\alpha = 5\%$
3. Diketahui Xi rata-rata = 1,95 (dari hasil perhitungan tabel 4.2)
4. Diketahui Nilai standar Deviasi (s) = 0,06
5. Dilakukan perhitungan untuk mencari D_{max}, berikut adalah hasil perhitungan untuk mencari D_{max}, dapat dilihat ditabel 4.12

Tabel 4.12 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Pearson Type III

log xi	m	$P(x_i)=m/(n+1)$	$P(x_i<)$	$f(t)=(x_i-\bar{X})/s$	$P'(x_i)$	$P'(x_i<)$	D
1	2	3	4 = nilai 1 - kolom 3	5	6	7 = nilai 1-kolom 6	8 = 4 - 7
2,04	1	0,09	0,91	1,43	0,9236	0,0764	-0,01
2,01	2	0,18	0,82	0,98	0,8365	0,1635	-0,02
2,00	3	0,27	0,73	0,85	0,8023	0,1977	-0,08
1,99	4	0,36	0,64	0,71	0,7611	0,2389	-0,12
1,95	5	0,45	0,55	0,06	0,5239	0,4761	0,02
1,93	6	0,55	0,45	-0,25	0,4013	0,5987	0,05
1,92	7	0,64	0,36	-0,42	0,3372	0,6628	0,03
1,91	8	0,73	0,27	-0,58	0,2810	0,7190	-0,01
1,88	9	0,82	0,18	-1,01	0,1562	0,8438	0,03
1,83	10	0,91	0,09	-1,77	0,0384	0,9616	0,05
						Dmaks	0,05

Dari tabel diatas diperoleh bahwa nilai D_{\max} adalah **0,05**

6. Dilakukan perhitungan untuk mencari D_0 kritis dengan cara melihat tabel 4.13 sebagai berikut:

Tabel 4.13 Perhitungan D_0 Kritis (STA. Kebon Agung)

N	λ			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23

(Sumber: Hasil Perhitungan Excel)

Dari tabel di atas didapatkan nilai D_0 adalah 0,41

7. Persyaratan distribusi Log Pearson Type III dapat diterima apabila nilai $D_{\max} < D_0$ Kritis sehingga, didapatkan hasil perhitungan $0,05 < 0,41$

Kesimpulan: Jadi distribusi Log Pearson Type III dapat Diterima

4.1.6 Analisis Waktu Konsentrasi

Waktu Konsentrasi DAS adalah waktu yang diperlukan oleh aliran air untuk bergerak dari titik jauh sepanjang daerah pengaliran ketitik tinjauan. Waktu konsentrasi dapat dihitung dengan rumus:

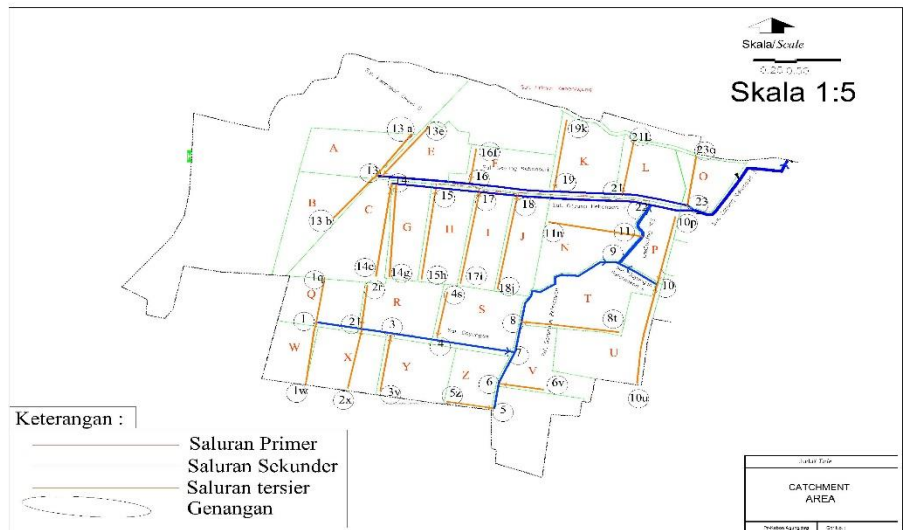
$$T_c = T_o + T_l$$

Dengan:

T_c = Waktu konsentrasi (jam)

T_l = Waktu yang diperlukan air untuk mengalir di sepanjang *channel flowing* (Jam)

T_o = Waktu yang diperlukan air hujan untuk mengalir di permukaan hingga mencapai outlet (jam)



Gambar 4.1 Skema jaringan pengaliran

Perhitungan waktu konsentrasi pada saluran daerah Gayung Kebonsari adalah sebagai berikut:

a. Perhitungan T_f

Perhitungan T_f menggunakan persamaan 2.34. Berikut ini adalah salah satu contoh perhitungan T_f pada saluran sekunder Gayung Kebonsari. Perhitungan T_f saluran sekunder dan tersier dapat dilihat pada tabel 4.14.

$$T_f = \frac{L}{V}$$

Dengan:

$$L = \text{Panjang saluran (m)}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$= 0,516 \text{ m/detik}$$

$$T_f = \frac{2488 \text{ m}}{0,516 \text{ m/det}}$$

$$T_f = 1,3 \text{ jam}$$

Tabel 4.14 Perhitungan T_f Sekunder

Nama Saluran	L	V	T_f (detik)	T_f (menit)	T_f (jam)
Gayungan Titik Kontrol 2	475	0,50	957,16	15,95	0,27
Gayungan Titik kontrol 3	325	0,50	654,90	10,91	0,18
Gayungan Titik Kontrol 4	375	0,50	755,65	12,59	0,21
Gayungan Perternakan 1 Titik Kontrol 5	300	0,63	474,27	7,90	0,13
Gayungan Titik Kontrol 7	750	0,50	1511,30	25,19	0,42
Gayungan Perternakan 1 Titik Kontrol 7	425	0,63	671,88	11,20	0,19
Gayungan Perternakan 1 Titik Kontrol 8	375	0,63	592,83	9,88	0,16
Gayungan Perternakan 1 Titik Kontrol 9	900	0,63	1422,80	23,71	0,40
Gayungan Perternakan 2 Titik Kontrol 9	430	1,03	418,33	6,97	0,12
Gayunsari Titik Kontrol 11	207	1,17	177,22	2,95	0,05
Gayung kebonsari 2 Titik Kontrol 15	450	0,52	868,07	14,47	0,24
Gayung kebonsari 2 Titik Kontrol 17	475	0,52	916,29	15,27	0,25
Gayung kebonsari 2 Titik Kontrol 18	420	0,52	810,20	13,50	0,23
Gayung kebonsari 2 Titik Kontrol 22	540	0,52	1041,68	17,36	0,29
Gayunsari Titik Kontrol 22	200	1,17	171,23	2,85	0,05

Tabel 4.14 Perhitungan T_f Sekunder (Lanjutan)

Nama Saluran	L	V	T_f (detik)	T_f (menit)	T_f (jam)
Gayung kebonsari 1 Titik Kontrol 16	610	0,52	1176,71	19,61	0,33
Gayung kebonsari 1 Titik Kontrol 19	525	0,52	1012,75	16,88	0,28
Gayung kebonsari 1 Titik Kontrol 21	453	0,52	873,86	14,56	0,24
Gayung kebonsari 1 Tiitk Kontrol 23	400	0,52	771,62	12,86	0,21
Gayung kebonsari 2 Titik Kontrol 23	103	0,52	198,69	3,31	0,06

(Sumber: Hasil Perhitungan)

b. Perhitungan T_o

Perhitungan T_o menggunakan rumus Kirpich pada persamaan 2.33, berikut ini adalah salah satu contoh perhitungan T_o pada saluran tersier Gayungsari Barat 3

$$\begin{aligned} T_o &= 0,0195 \left(\frac{L_o}{\sqrt{I_o}} \right)^{0,77} \\ &= 0,0195 \left(\frac{192,50}{\sqrt{0,0007}} \right)^{0,77} \\ &= 0,30 \end{aligned}$$

Dengan:

L_o = jarak titik terjauh lahan terhadap sistem saluran yang ditinjau

I_o = Kemiringan rata-rata permukaan tanah ke saluran yang ditinjau

c. Perhitungan T_c

Contoh perhitungan waktu konsentrasi (T_c) pada saluran Sekunder Gayung Kebonsari Titik Control 23

$$\begin{aligned} T_c &= T_o + T_f \\ &= 2,72 \text{ jam} + 0,06 \text{ jam} \\ &= 2,78 \text{ jam} \end{aligned}$$

Tabel 4.15 Perhitungan T_c pada lahan Q

Titik						
Kontrol	Lahan	$L_o(m)$	I_o	T_o	T_f	T_c
1 q	Q	420	0,0002	0,903		0,903
1	Q			0,903	0,016303	0,919

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.16 Perhitungan T_c pada lahan W

Titik						
Kontrol	Lahan	$L_o(m)$	I_o	T_o	T_f	T_c
1 w	W	452,50	0,000217	0,928		0,928
1	W			0,928	0,062998	0,99100

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.17 Perhitungan T_c pada lahan R

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2 r	R	610,00	0,000934	0,665		0,665
2	R			0,665	0,044109	0,709

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Table 4.18 Perhitungan T_c pada lahan X

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2 x	X	467,50	0,00030	0,840		0,840
2	X			0,840	0,055412	0,895

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.19 Perhitungan T_c pada lahan Y

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
3 y	Y	725	0,00096	0,752		0,752

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.20 Perhitungan T_c pada lahan S

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
4 s	S	495,00	0,000485	0,729		0,729
4	S			0,729	0,067977	0,797

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.21 Perhitungan T_c pada lahan Z

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.4 z	Z	690,00	0,00081159	0,772		0,772
1.4	Z			0,772	0,165509	0,938

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.22 Perhitungan T_c pada lahan V

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.3 v	V	456,25	0,00052	0,668		0,668
1.3	V			0,668	0,177789	0,846

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.23 Perhitungan T_c pada lahan T

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.1 t	T	757,50	0,00075248	0,854		0,854
1.1	T			0,854	0,114121	0,968

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.24 Perhitungan T_c pada lahan U

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2.1 u	U	875	0,00093029	0,880		0,880
2.1	U			0,880	0,320764	1,200

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.25 Perhitungan T_c pada lahan P

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2.1p	P	387,50	0,00063226	0,545		0,545
2.1	P			0,545	0,460741	1,006

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.26 Perhitungan T_c pada lahan N

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1 n	N	925	0,0009235	0,921		0,921

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.27 Perhitungan T_c pada lahan A

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.1 a	A	650,00	0,00083538	0,729		0,729
1.1	A			0,729	0,186331	0,916

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.28 Perhitungan T_c pada lahan B

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.1 b	B	585,00	0,00075556	0,699		0,699
1.1	B			0,699	0,114625	0,814

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.29 Perhitungan T_c pada lahan E

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.1 e	E	712,50	0,00073263	0,823		0,823
1.1	E			0,823	0,059451	0,883

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.30 Perhitungan T_c pada lahan C

Titik						
Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2.1 c	C	622,50	0,00107791	0,639		0,639
2.1	C			0,639	0,303135	0,943

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.31 Perhitungan T_c pada lahan G

Titik		L_o				
Kontrol	Lahan	(m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2.1 g	G	300	0,00106333	0,366		0,366
2.1	G			0,366	0,070918	0,437

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.32 Perhitungan T_c pada lahan H

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2.2 h	H	192,50	0,00072727	0,301		0,301
2.2				0,301	0,349574	0,651

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.33 Perhitungan T_c pada lahan F

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.2 f	F	447,5	0,00064	0,606		0,606

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.34 Perhitungan T_c pada lahan I

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2.3 i	I	289,63	0,000877	0,384		0,384
2.3	I			0,384	0,020342	0,404

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.35 Perhitungan T_c pada lahan J

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
2.4 j	J	405,00	0,00051852	0,609		0,609
2.4	J			0,609	0,08223	0,691

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.36 Perhitungan T_c pada lahan K

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.3 k	K	900	0,00087	0,922		0,922

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.37 Perhitungan T_c pada lahan L

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
1.4 L	L	562,50	0,000996	0,610		0,610
1.4				0,610	0,185324	0,795

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.38 Perhitungan T_c pada lahan O

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c
3.1 O	O	650	0,000841	0,727		0,727

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.39 Perhitungan T_c Maksimum

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c	T_c max	Keterangan
1	Q			0,92		0,92		
	W			0,99		0,99	0,99	T_c Max 1
2	R			0,71		0,71		
	X			0,90		0,90		
	T_c max 1			0,99	0,27	1,26	1,26	T_c max 2
3	Y			0,75		0,75		
	T_c max 2			1,26	0,18	1,44	1,44	t_c max 3
4	S			0,80		0,80		
	T_c max 3			1,44	0,21	1,65	1,65	t_c max 4
5	Z			0,94		0,94	0,94	t_c max 5
6	V			0,85		0,85		
	T_c max 5			0,94	0,13	1,07	1,07	t_c max 6
7	T_c max 6			1,07	0,19	1,26		
	T_c max 4			1,65	0,42	2,07	2,07	t_c max 7
8	T_c max 7			2,07	0,16	2,23	2,23	t_c max 8

Tabel 4.39 Perhitungan T_c Maksimum (Lanjutan)

Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c	T_c max	Keterangan
	T			0,97		0,97		
10	U			1,20		1,20	1,20	tc max 10
	P			1,01		1,01		
9	Tc max 8			2,23	0,40	2,63	2,63	tc max 9
	Tc max 10			1,20	0,12	1,32		
11	N			0,92		0,92		
	Tc max 9			2,63	0,05	2,68	2,68	tc max 11
14	C			0,94		0,94	0,94	tc max 14
	G			0,44		0,44		
15	Tc max 14			0,94	0,24	1,18	1,18	tc max 15
	H			0,65		0,65		
17	Tc max 15			1,18	0,26	1,44	1,44	tc max 17
	I			0,40		0,40		
18	Tc max 17			1,44	0,23	1,67	1,67	tc max 18
	J			0,69		0,69		
22	Tc max 18			1,67	0,29	1,96		
	Tc max 11			2,68	0,05	2,72	2,72	tc max 22
13	A			0,92		0,92	0,92	tc max 13
	B			0,81		0,81		
	E			0,88		0,88		
16	F			0,61		0,61		

Tabel 4.39 Perhitungan T_c Maksimum (Lanjutan)

		T_c max 13		0,92	0,33	1,24	1,24	t_c max 16
Titik Kontrol	Lahan	L_o (m)	I_o	T_o	T_f	T_c	T_c max	Keterangan
19	T_c max 16			1,24	0,28	1,53	1,53	t_c max 19
	K			0,92		0,92		
21	T_c max 19			1,53	0,24	1,77	1,77	t_c max 21
	L			0,80		0,80		
23	T_c max 21			1,77	0,22	1,99		
	T_c max 22			2,72	0,06	2,78	2,78	t_c max 23
	O			0,73		0,73		

(Sumber: Hasil Perhitungan)

4.1.7 Perhitungan Intensitas Curah Hujan (I)

Dari peta jaringan dapat diketahui data dari setiap saluran. Dari hasil perhitungan curah hujan rencana dapat diketahui besarnya intensitas curah hujan periode ulang 2, 5, dan 10 tahun dengan menggunakan rumus Mononobe, yaitu:

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left[\frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

Dengan:

L_t = Intensitas hujan dalam 1 jam (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan efektif dalam 1 jam

T_c = Waktu konsentrasi

Contoh perhitungan intensitas curah hujan periode ulang 2 tahun di saluran sekunder Gayung Kebonsari 2. Perhitungan intensitas curah hujan lainnya dapat dilihat pada tabel 4.40.

$$\begin{aligned} I_t &= \frac{R_{24}}{24} \left[\frac{24}{T_c} \right]^{2/3} \\ &= \frac{100.01}{24} \left[\frac{24}{2.72} \right]^{2/3} \\ &= 17,78 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Tabel 4.40 Perhitungan Intensitas Curah Hujan

no	nama saluran	jenis	Tc	R2	R5	R10	I (mm/jam)		
			(jam)	(mm)	(mm)	(mm)	2 tahun	5 tahun	10 tahun
1	Gayung kebonsari 3	sekunder	2,78				15,57	17,53	18,60
2	Gayung kebonsari 1.1	sekunder	0,92				32,66	36,77	38,99
3	Gayung kebonsari 1.2	sekunder	1,24				26,64	30,00	31,81
4	Gayung kebonsari 1.3	sekunder	1,52				23,25	26,18	27,77
5	Gayung kebonsari 1.4	sekunder	1,77				21,07	23,73	25,16
6	Gayung kebonsari 2.1	sekunder	0,94				32,03	36,06	38,25
7	Gayung kebonsari 2.2	sekunder	1,18	88,82	100,01	106,06	27,52	30,98	32,86
8	Gayung kebonsari 2.3	sekunder	1,44				24,17	27,21	28,86
9	Gayung kebonsari 2.4	sekunder	1,66				21,93	24,70	26,19
10	Gayung kebonsari 2.5	sekunder	2,73				15,78	17,77	18,85
11	Gayungsari 1	sekunder	2,63				16,17	18,20	19,31
12	Gayungsari 2	sekunder	2,68				15,97	17,98	19,07
13	Gayungsari perternakan 1.1	sekunder	2,23				18,02	20,29	21,52
14	Gayungsari perternakan 1.2	sekunder	2,07				18,97	21,36	22,65

(Sumber Perhitungan)

Tabel 4.40 Perhitungan Intensitas Curah Hujan (Lanjutan)

no	nama saluran	jenis	Tc	R2	R5	R10	I (mm/jam)		
			(jam)	(mm)	(mm)	(mm)	2 tahun	5 tahun	10 tahun
15	Gayungsari perternakan 1.3	sekunder	1,07				29,44	33,15	35,16
16	Gayungsari perternakan 1.4	sekunder	0,94				32,14	36,19	38,38
17	Gayungsari perternakan 2	sekunder	1,20				27,26	30,70	32,55
18	Gayungan 1	sekunder	0,99	88,82	100,01	106,06	30,98	34,88	36,99
19	Gayungan 2	sekunder	1,26				26,44	29,77	31,57
20	Gayungan 3	sekunder	1,44				24,16	27,20	28,85
21	Gayungan 4	sekunder	1,65				22,06	24,84	26,35

(Sumber: Hasil Perhitungan)

4.1.8 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Dengan menggunakan metode Rasional perhitungan debit banjir rencana seperti persamaan 2.35, dari data yang telah diperoleh diatas maka dapat dihitung debit banjir rencananya

Sebagai contoh perhitungan debit banjir rencana metode rasional saluran Gayung Kebonsari 2

Diketahui:

$$\beta = 0,98, \text{ berdasarkan tabel 2.11 Koefisien Penebaran Hujan } (\beta), \text{ dengan luas DAS } 8,21 \text{ Km}^2$$

$$C_{gab} = 0,689$$

$$I_2 = 15,76 \text{ mm/jam}$$

$$I_5 = 17,78 \text{ mm/jam}$$

$$I_{10} = 18,88 \text{ mm/jam}$$

$$A = 8,21 \text{ Km}^2$$

Debit banjir rencana

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot \beta \cdot C_{gab} \cdot I_t \cdot A$$

$$Q_5 = \frac{1}{3,6} \cdot 0,98 \cdot 0,689 \cdot 17,78 \cdot 8,21$$

$$Q_5 = 8,757 \text{ m}^3/\text{det}$$

Untuk perhitungan berikutnya bisa dilihat pada tabel 4.41

Tabel 4.41 Perhitungan Debit Rencana Saluran Sekunder

no	Saluran	jenis	Tc jam	I mm/jam	C	A Km ²	β	Q rencana
1	Gayung kebonsari 3	sekunder	2,78	17,53	0,24	11,87	0,9	12,489
2	Gayung kebonsari 1.1	sekunder	0,92	36,77	0,24	2,05	1	5,025
3	Gayung kebonsari 1.2	sekunder	1,24	30,00	0,24	2,44	1	4,882
4	Gayung kebonsari 1.3	sekunder	1,52	26,18	0,24	3,13	1	5,466
5	Gayung kebonsari 1.4	sekunder	1,77	23,73	0,24	3,66	1	5,791
6	Gayung kebonsari 2.1	sekunder	0,94	36,06	0,24	0,79	1	1,899
7	Gayung kebonsari 2.2	sekunder	1,18	30,98	0,24	1,33	1	2,747
8	Gayung kebonsari 2.3	sekunder	1,44	27,21	0,26	1,86	1	3,655
9	Gayung kebonsari 2.4	sekunder	1,66	24,70	0,24	2,42	1	3,984
10	Gayung kebonsari 2.5	sekunder	2,73	17,77	0,24	8,21	0,9	8,754
11	Gayungsari 1	sekunder	2,63	18,20	0,3	5,79	0,9	7,905
12	Gayungsari 2	sekunder	2,68	17,98	0,3	5,58	0,9	7,525
13	gayungsari perternakan 1.1	sekunder	2,23	20,29	0,5	4,93	0,9	12,506
14	gayungsari perternakan 1.2	sekunder	2,07	21,36	0,5	3,5	1	10,382
15	gayungsari perternakan 1.3	sekunder	1,07	33,15	0,5	0,57	1	2,625
16	gayungsari perternakan 1.4	sekunder	0,94	36,19	0,5	0,41	1	2,061

Tabel 4.41 Perhitungan Debit Rencana Saluran Sekunder (Terusan)

17	Gayungsari perternakan 2	sekunder	1,20	30,70	0,48	0,65	1	2,660
18	Gayungan 1	sekunder	0,99	34,88	0,6	0,92	1	5,348
19	Gayungan 2	sekunder	1,26	29,77	0,4	2,16	1	7,145
20	Gayungan 3	sekunder	1,44	27,20	0,45	2,76	1	9,385
21	Gayungan 4	sekunder	1,65	24,84	0,4	3,5	1	9,661

(Sumber: Perhitungan)

4.2 Analisis Kapasitas Tampung Saluran (*Full Bank Capacity*)

Analisa kapasitas tampung saluran (*full bank capacity*) merupakan analisa hidrolika dengan maksud untuk melakukan evaluasi kapasitas tampung saluran dengan debit banjir rencana periode ulang 2 tahun untuk saluran tersier, 5 tahun untuk saluran sekunder, dan 10 tahun untuk saluran primer

Full Bank Capacity adalah besarnya debit tampungan pada saluran sesuai dengan keadaan di lapangan. Perhitungan ini diperlukan untuk mengetahui seberapa besar kemampuan penampang saluran untuk menampung limpasan air hujan

Rumus kecepatan rata-rata pada perhitungan dimensi penampang saluran menggunakan rumus Manning, karena rumus ini mempunyai bentuk yang sangat sederhana tetapi memberikan hasil yang memuaskan. Oleh karena itu rumus ini dapat digunakan secara luas sebagai rumus aliran seragam dalam kapasitas saluran

Berdasarkan data kondisi eksisting diketahui bahwa saluran berpenampang segi empat sehingga kapasitas saluran dihitung dengan menggunakan persamaan dibawah ini:

$$Q = A \cdot V$$

$$A = b \cdot h$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$P = b + 2h$$

$$R = A/P$$

Dimana:

Q = Debit saluran (m³/det)

V = Kecepatan aliran (m/det)

A = Luas penampang basah (m)

n = Koefisien kekasaran manning

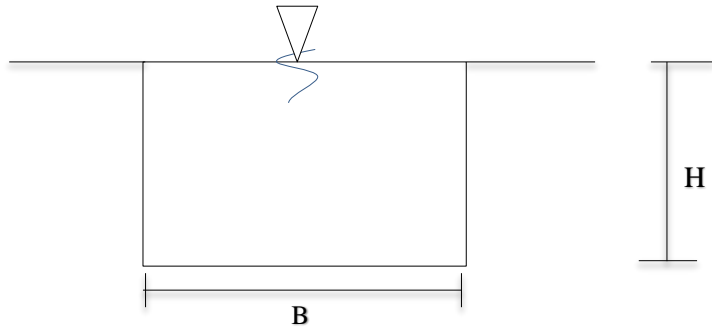
R = Jari-jari hidrolis (m)

I = Kemiringan dasar saluran (m)

P = Keliling basah saluran (m)

h = Kedalaman saluran (m)

b = Lebar saluran (m)



Gambar 4.2 Penampang Segi Empat *Full Bank Capacity*

4.2.1 Perhitungan Full Bank Capacity di Saluran Tersier

Perhitungan saluran tersier Gayungsari Barat 2

Data saluran:

- Panjang saluran (L) = 642,5 m
- Kemiringan dasar saluran (I) = 0,001 m
- Lebar saluran (b) = 0,4 m
- Kedalaman saluran (h) = 0,5 m
- Koef. Kekasaran Manning (n) = 0,015

Luas penampang basah:

$$\begin{aligned}
 A &= b \cdot h \\
 &= 0,4 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \\
 &= 0,20 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Keliling basah:

$$\begin{aligned}
 P &= b + 2h \\
 &= 0,4 \text{ m} + 2 (0,5\text{m}) \\
 &= 1,40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jari-jari hidrolis

$$\begin{aligned}
 R &= A/P \\
 &= 0,20 \text{ m}^2 / 1,40 \text{ m} \\
 &= 0,143 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Kecepatan aliran:

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$= 1/0,015 \cdot 0,143^{2/3} \cdot 0,001^{1/2}$$

$$= 0,589 \text{ m/det}$$

Debit saluran:

$$Q = V \cdot A$$

$$= 0,589 \text{ m/det} \cdot 0,20 \text{ m}^2$$

$$= 0,1178 \text{ m}^3/\text{det}$$

4.2.2 Perhitungan Full Bank Capacity di Saluran Sekunder

Perhitungan saluran Gayung Kebonsari

Data saluran

- Panjang saluran (L) = 2488 m
- Kemiringan dasar saluran (I) = 0,000063 m
- Lebar saluran (b) = 4,5 m
- Kedalaman saluran (h) = 1,55 m
- Koef. Kekasaran Manning (n) = 0,015

Luas penampang basah:

$$A = b \cdot h$$

$$= 4,5 \text{ m} \cdot 1,55 \text{ m}$$

$$= 7,39 \text{ m}^2$$

Keliling basah:

$$P = b + 2h$$

$$= 4,5 \text{ m} + 2(1,55 \text{ m})$$

$$= 7,65 \text{ m}$$

Jari-jari hidrolis

$$R = A/P$$

$$= 7,39 \text{ m} / 7,65 \text{ m}$$

$$= 0,967 \text{ m}$$

Kecepatan aliran:

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$= 1/0,013 \cdot 0,967^{2/3} \cdot 0,000063^{1/2}$$

$$= 0,516 \text{ m/det}$$

Debit saluran:

$$Q = V \cdot A$$

$$= 0,516 \text{ m/det} \cdot 2488 \text{ m}$$

$$= 3,8149 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4.43 Perhitungan Q Kapasitas Full Bank Capacity

no	Nama Saluran	Jenis saluran	L m	b m	y m	m	Penampang	I m	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m)	n (m)	Q (m)
1	Gayung kebonsari 3	sekunder	550	4,5	3,5		trapesium	0,0003	15,75	11,50	1,3696	1,4	0,015	21,808
2	Gayung kebonsari 1.1	sekunder	610	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,0003	7,46	7,66	0,9731	1,155	0,035	8,614
3	Gayung kebonsari 1.2	sekunder	525	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,00004	7,46	7,66	0,9731	0,404	0,015	3,013
4	Gayung kebonsari 1.3	sekunder	453	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,0001	7,46	7,66	0,9731	0,533	0,015	3,972
5	Gayung kebonsari 1.4	sekunder	400	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,0004	7,46	7,66	0,9731	1,350	0,015	10,062
6	Gayung kebonsari 2.1	sekunder	450	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,0001	7,46	7,66	0,9731	0,690	0,015	5,145
7	Gayung kebonsari 2.2	sekunder	475	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,0003	7,46	7,66	0,9731	1,124	0,015	8,379
8	Gayung kebonsari 2.3	sekunder	420	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,00005	7,46	7,66	0,9731	0,452	0,015	3,368
9	Gayung kebonsari 2.4	sekunder	540	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,0001	7,46	7,66	0,9731	0,488	0,015	3,638
10	Gayung kebonsari 2.5	sekunder	103	4,5	1,55	0,2	trapesium	0,0002	7,46	7,66	0,9731	0,926	0,015	6,903
11	Gayungsari 1	sekunder	200	3,5	1,6	0,2	trapesium	0,0003	6,11	6,76	0,9037	1,079	0,015	6,597
12	Gayungsari 2	sekunder	207	3,5	1,6	0,2	trapesium	0,0004	6,11	6,76	0,9037	1,246	0,015	7,617
13	gayungsari perternakan 1.1	sekunder	900	4,5	1,5	0,2	trapesium	0,0004	7,20	7,56	0,9525	1,217	0,015	8,762
14	gayungsari perternakan 1.2	sekunder	375	4,5	1,5	0,2	trapesium	0,0003	7,20	7,56	0,9525	1,105	0,015	7,958
15	gayungsari perternakan 1.3	sekunder	425	4,5	1,5	0,2	trapesium	0,0001	7,20	7,56	0,9525	0,700	0,015	5,040
16	gayungsari perternakan 1.4	sekunder	300	4,5	1,5	0,2	trapesium	0,0005	7,20	7,56	0,9525	1,394	0,015	10,038
17	Gayungsari perternakan 2	sekunder	430	5	1	0,3	trapesium	0,0003	5,33	7,11	0,7501	0,919	0,015	4,900
18	Gayungan 1	sekunder	475	4	1,5	0,2	trapesium	0,0003	6,45	7,06	0,9137	1,078	0,015	6,951
19	Gayungan 2	sekunder	325	4	1,5	0,2	trapesium	0,0002	6,45	7,06	0,9137	0,985	0,015	6,352
20	Gayungan 3	sekunder	375	4	1,5	0,2	trapesium	0,0005	6,45	7,06	0,9137	1,404	0,015	9,053
21	Gayungan 4	sekunder	750	4	1,5	0,2	trapesium	0,0004	6,45	7,06	0,9137	1,234	0,015	7,962

(Sumber: Perhitungan)

4.2.3 Perbandingan Kapasitas Saluran Eksisting dengan Debit Rencana

Perbandingan kapasitas saluran eksisting dengan debit rencana adalah cara membandingkan kapasitas saluran dengan debit rencana. Apabila kapasitas saluran lebih besar daripada debit rencana, maka saluran tersebut dikatakan aman. Tetapi, apabila debit rencana lebih besar daripada kapasitas saluran maka saluran tersebut banjir.

Untuk lebih detail dalam menganalisa perbandingan kapasitas saluran eksisting dengan debit rencana pada saluran drainase Gayung Kebonsari, maka dapat dilihat pada tabel 4.44

Tabel 4.44 Perbandingan Debit Rencana Periode Ulang 5 Tahun Saluran Sekunder

Tabel 4.44 Perbandingan Debit Rencana Periode Ulang 5 Tahunan Saluran Sekunder

no	nama saluran	debit		selisih	keterangan
		Q5 m ³ /s	Full Bank m ³ /s		
1	Gayung kebonsari 3	12,49	21,81	9,32	AMAN
2	Gayung kebonsari 1.1	5,03	8,61	3,59	AMAN
3	Gayung kebonsari 1.2	4,88	3,01	-1,87	MELUBER
4	Gayung kebonsari 1.3	5,47	3,97	-1,49	MELUBER
5	Gayung kebonsari 1.4	5,79	10,06	4,27	AMAN
6	Gayung kebonsari 2.1	1,90	5,14	3,25	AMAN
7	Gayung kebonsari 2.2	2,75	8,38	5,63	AMAN
8	Gayung kebonsari 2.3	3,66	3,37	-0,29	MELUBER
9	Gayung kebonsari 2.4	3,98	3,64	-0,35	MELUBER
10	Gayung kebonsari 2.5	8,75	6,90	-1,85	MELUBER
11	Gayungsari 1	7,91	6,60	-1,31	MELUBER
12	Gayungsari 2	7,52	7,62	0,09	AMAN
13	gayungsari perternakan 1.1	12,51	8,76	-3,74	MELUBER
14	gayungsari perternakan 1.2	10,38	7,96	-2,42	MELUBER
15	gayungsari perternakan 1.3	2,62	5,04	2,42	AMAN

Tabel 4.44 Perbandingan Debit Rencana Periode Ulang 5 Tahunan Saluran Sekunder (terusan)

16	gayungsari perternakan 1.4	2,06	10,04	7,98	AMAN
17	Gayungsari perternakan 2	2,66	4,90	2,24	AMAN
18	Gayungan 1	5,35	6,95	1,60	AMAN
19	Gayungan 2	7,14	6,35	-0,79	MELUBER
20	Gayungan 3	9,39	9,05	-0,33	MELUBER
21	Gayungan 4	9,66	7,96	-1,70	MELUBER

(Sumber: Perhitungan)

4.3 Penanggulangan Banjir

Penanggulangan Banjir pada saluran Sekunder Gayung Kebonsari, saluran Gayungsari, Gayungan Peternakan 1, dan saluran Gayungan dengan cara merencanakan dimensi saluran dengan menggunakan box culver. Perhitungan dapat dilihat di tabel 4.45

Tabel 4.45 Perhitungan Re-Desain Saluran Sekunder

no	nama saluran	L	Δh	B	H	Penampang	I	A	P	R	V	n	Q fullbank	Q rencana	selisih	keterangan
		(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)		(m ³ /detik)	(m ³ /detik)		
1	Gayung kebonsari 1.2	525	0,156	4,5	2,5	persegi	0,00004	11,25	9,50	1,18	0,461	0,015	5,181	4,88	0,299	AMAN
2	Gayung kebonsari 1.3	453	0,156	4,5	2,5	persegi	0,000066	11,25	9,50	1,18	0,607	0,015	6,832	5,47	1,366	AMAN
3	Gayung kebonsari 2.3	400	0,156	4,5	2,5	persegi	0,000050	11,25	9,50	1,18	0,528	0,015	5,936	5,79	0,145	AMAN
4	Gayung kebonsari 2.4	540	0,156	4,5	2,5	persegi	0,000056	11,25	9,50	1,18	0,556	0,015	6,257	3,98	2,273	AMAN
5	Gayung kebonsari 2.5	103	0,156	4,5	2,2	persegi	0,000200	9,90	8,90	1,11	1,012	0,015	10,020	8,75	1,267	AMAN
6	Gayungsari 1	200	0,143	3,5	2,2	persegi	0,000300	7,70	7,90	0,97	1,135	0,015	8,740	7,91	0,835	AMAN
8	Gayungsari perternakan 1.1	900	0,176	4,5	2,2	persegi	0,000356	9,90	8,90	1,11	1,350	0,015	13,361	12,51	0,855	AMAN
9	Gayungsari perternakan 1.2	375	0,176	4,5	2,2	persegi	0,000293	9,90	8,90	1,11	1,226	0,015	12,135	10,38	1,754	AMAN
10	Gayungan 2	325	0,115	4	2	persegi	0,000246	8,00	8,00	1,00	1,046	0,015	8,368	7,14	1,223	AMAN
11	Gayungan 3	375	0,115	4	2	persegi	0,000500	8,00	8,00	1,00	1,491	0,015	11,926	9,39	2,540	AMAN
12	Gayungan 4	750	0,115	4	2	persegi	0,000387	8,00	8,00	1,00	1,311	0,015	10,487	9,66	0,826	AMAN

(Sumber: Perhitungan)

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan dari analisis dan perhitungan yang telah di lakukan dapat disimpulkan sebagai:

1. Berdasarkan hasil analisis dan perhitungan debit banjir eksisting yang melimpas, masih terdapat banjir di saluran sekunder Gayung Kebonsari
2. Penyebab banjir pada saluran Sekunder Gayung Kebonsari, Gayungan, Gayung Perternakan, dan Gayungsari adalah karena kapasitas eksisting saluran tidak menerima debit rencana
3. Salah satu alternatif pemecahan masalah untuk menanggulangi banjir di saluran sekunder Gayung Kebonsari, Gayungan, Gayung Perternakan dan Gayungsari adalah dengan melakukan redesain box culvert.
Kapasitas saluran redesain pada saluran sekunder Gayung Kebonsari adalah $7,167 \text{ m}^3/\text{detik}$ dengan dimensi, lebar saluran (b) 4 m, kedalaman saluran (h) 3.5 m

5.2 Saran

Berikut ini merupakan beberapa saran mengenai pengembangan lebih lanjut permasalahan banjir di daerah Gayungsari berdasarkan hasil analisis dan perhitungan yang telah dilakukan

1. Untuk mencegah banjir di saluran sekunder Gayung Kebonsari, maka direncanakan normalisasi dengan menggunakan box culvert.
2. Memberikan lahan kosong di antara saluran Gayung Kebonsari 1 dengan saluran Gayung Kebonsari Box Culvert untuk pemasangan pompa di saluran tersebut.
3. Memelihara saluran drainase di daerah Gayungsari

DAFTAR PUSTAKA

- Anggrahini, (2005). **Hidrologi Saluran Terbuka**. Surabaya: Srikandi.
- Ratna, Anita., & Kristiawan, F. (2011). **Tugas Akhir Terapan Evaluasi Sistem Drainase Saluran Gayungsari Kota Surabaya**.
- Soemarto, C.D. (1999). **Hidrologi Teknik**. Jakarta: Erlangga.
- Soewarno (1995). **Hidrologi (Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Dasar**. Bandung: NOVA.
- Suripin. (2003). **Sistem Drainase yang Berkelanjutan**. Yogyakarta: Andi.
- Triatmodjo, B. (2008). **Hidrologi Terapan**. Yogyakarta: Beta Offset.
- Departemen PU. 2006-2016. **Data Hujan Stasiun Hujan Surabaya Tahunan**. Departemen Pekerjaan Umum

“LAMPIRAN”

Biodata Penulis



Muhammad Aria Sadhu, biasa di panggil Sadhu dilahirkan di kota Surabaya pada tanggal 29 Agustus 1996. Penulis merupakan putra pertama dari dua bersaudara. Penulis menempuh pendidikan formal di TK Al-Wahyu Surabaya, selanjutnya melanjutkan pendidikan di SDN Gayungan 2 Surabaya, SMP Negeri 22 Surabaya dan SMA Negeri 15 Surabaya Jurusan Ilmu Pengetahuan Alam. Penulis melanjutkan pendidikan Diploma Tiga di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam menyelesaikan pendidikan Diploma Sipil penulis mengambil rumpun mata kuliah Bangunan Air.

Pada dunia non akademik, penulis aktif dalam berbagai kepanitiaan acara yang berada di lingkup ITS.

Biodata Penulis



Lazuardi Bani Muslim, biasa dipanggil Bunny dilahirkan di kota Surabaya pada tanggal 11 Desember 1996. Penulis merupakan putra ketiga dari lima bersaudara yang besar di Kota Pahlawan. Penulis menempuh pendidikan formal di TK Erani Gunung Anyar Surabaya, selanjutnya melanjutkan pendidikan di SDN Gunung Anyar 273 Surabaya, SMP Negeri 23 Surabaya dan SMA Muhammadiyah 3 Surabaya Jurusan Ilmu Pengetahuan Alam. Penulis melanjutkan pendidikan Diploma Tiga di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Dalam menyelesaikan pendidikan Diploma Tiga, penulis mengambil rumpun mata kuliah Bangunan Air.

Pada dunia non akademik, penulis aktif dalam berbagai kepanitiaan acara yang berada di lingkup ITS. Selain itu, penulis juga aktif mengikuti lomba Game Online yaitu Dota